DATI DI COPERTINA E PREMESSA DEL PROGETTO U73032420

Sistemi di stoccaggio statici di acciaio

Scaffalature Cantilever

Principi per la progettazione strutturale

Steel static storage systems

Cantilever racks

Principles for structural design

ORGANO COMPETENTE	Ingegneria strutturale
CO-AUTORE	
SOMMARIO	La norma descrive i metodi di calcolo e verifica per la progettazione delle scaffalature cantilever di acciaio. Sono inoltre definiti i requisiti tecnici di queste scaffalature, con particolare riferimento ai tipi di carico, condizioni di installazione, deformazioni ammissibili

Questo testo NON è una norma UNI, ma è un progetto di norma sottoposto alla fase di inchiesta pubblica, da utilizzare solo ed esclusivamente per fini informativi e per la formulazione di commenti. Il processo di elaborazione delle norme UNI prevede che i progetti vengano sottoposti all'inchiesta pubblica per raccogliere i commenti degli operatori: la norma UNI definitiva potrebbe quindi presentare differenze -anche sostanziali- rispetto al documento messo in inchiesta.

Questo documento perde qualsiasi valore al termine dell'inchiesta pubblica, cioè il: 14-09-15

UNI non è responsabile delle conseguenze che possono derivare dall'uso improprio del testo dei progetti in inchiesta pubblica.

RELAZIONI NAZIONALI

RELAZIONI INTERN.LI

PREMESSA

La presente norma è stata elaborata sotto la competenza della Commissione Tecnica UNI@Ingegneria strutturale@
@
La Commissione Centrale Tecnica dell'UNI ha dato la sua approvazione il giorno mese anno. @
@

Introduzione

Le scaffalature cantilever sono uno dei sistemi strutturali per lo stoccaggio delle merci nei magazzini.
Tali scaffalature sono progettate per massimizzare la potenzialità ricettiva del magazzino e l'accessibilità alle posizioni di carico per lo stoccaggio di unità di carico lunghe con dimensioni anche irregolari, movimentate da carrelli elevatori convenzionali o da macchine speciali.

La scaffalatura cantilever è costituita da componenti di acciaio tra cui le colonne, bracci, basi, elementi di controvento e rivestimenti.
Si utilizzano collegamenti speciali tra bracci, colonne e sistemi di controventatura per realizzare una struttura tridimensionale di acciaio “controventata” o “intelaiata” servita da corridoi che consentano il passaggio di carrelli commissionatori, carrelli industriali per il trasporto e carrelli elevatori per raggiungere le posizioni di stoccaggio.
Sebbene gli elementi siano prodotti in serie, le caratteristiche costruttive sono specifiche per ciascun produttore.
Questi elementi sono generalmente caratterizzati dagli aspetti seguenti:

- montanti perforati in continuo;
- elementi piegati a freddo;
- collegamenti speciali per le bracci.

La presente norma è stata sviluppata nel rispetto delle legislazione vigente e nel quadro generale degli Eurocodici strutturali.

A causa delle differenze nelle forme dei componenti strutturali, dei particolari e dei tipi di collegamento, sono richieste informazioni tecniche aggiuntive rispetto a quelle fornite dagli Eurocodici, al fine di avere istruzioni affidabili ed aggiornate per il lavoro pratico dei progettisti che si occupano della progettazione di questo prodotto.

1 Scopo e campo di applicazione

La presente Norma stabilisce i requisiti tecnici validi per tutti i tipi di scaffalature cantilever costituite da elementi di acciaio per lo stoccaggio di carichi e soggette a carichi principalmente statici.

I requisiti valgono anche per le strutture accessorie nelle quali i componenti di tali scaffalature sono impiegati come elementi strutturali principali.

Fornisce, inoltre, indicazioni tecniche specifiche per la progettazione, l'installazione, e per l'utilizzo sicuro di questo sistema di immagazzinaggio.

Le strutture cantilever sono prodotti normalizzati per i quali la progettazione basata sul solo calcolo potrebbe non risultare appropriata. Sono pertanto previste prove sperimentali nel caso in cui i metodi analitici correnti non siano forniti o non risultino appropriati. Le prove sperimentali pertinenti sono illustrate nell'Appendice A.

Se non diversamente richiesto sulla base di specifiche esigenze, le procedure di progettazione nell'ambito della presente norma sono quelle indicate nelle UNI EN 1990, UNI EN 1993-1-1 e UNI EN 1993-1-3.

La progettazione deve essere svolta anche sulla base di quanto previsto per la prassi operativa descritta nella UNI EN 15635.

Attualmente non esistono normative specifiche per la progettazione delle scaffalature cantilever sotto azioni sismiche. Per tale situazione si deve fare riferimento alla legislazione vigente.

La presente norma non si applica agli altri tipi di scaffalature per lo stoccaggio delle merci. In particolare non si applica ai sistemi di stoccaggio dinamici, ai "drive-in" e ai "drive-through", alle scaffalature portapallet o alle scaffalature a ripiani.

2 Riferimenti normativi

La presente norma rimanda, mediante riferimenti datati e non, a disposizioni contenute in altre pubblicazioni. Tali riferimenti normativi sono citati nei punti appropriati del testo e sono di seguito elencati. Per quanto riguarda i riferimenti datati, successive modifiche o revisioni apportate a dette pubblicazioni valgono unicamente se introdotte nella presente norma come aggiornamento o revisione. Per i riferimenti non datati vale l'ultima edizione della pubblicazione alla quale si fa riferimento.

UNI EN 1992 Eurocode 2:	Design of concrete structures
UNI EN 1993 Eurocode 3:	Design of steel structures
UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3:	Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
UNI EN 1993-1-3:2006 Eurocode 3	Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting
UNI EN 1993-1-8 Eurocode 3	Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints
UNI EN 10024	Hot rolled taper flange I sections - Tolerances on shape and dimensions
UNI EN 10025	Hot rolled products of non-alloy structural steels - Technical delivery conditions

UNI EN 10034	Structural steel i and h sections - Tolerances on shape and dimensions
UNI EN 10143	Continuously hot-dip coated steel sheet and strip - Tolerances on dimensions and shape
UNI EN 10147	Continuously hot-dip zinc coated structural steels strip and sheet - Technical delivery conditions
UNI EN 10162	Cold rolled steel sections - Technical delivery conditions - Dimensional and cross-sectional tolerances
UNI EN 15512:2009	Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for structural design
UNI EN 15620:2009	Steel static storage systems - Adjustable pallet racking - Tolerances, deformations and clearances
UNI EN 15625	Railway applications – Braking - Automatic variable load sensing devices
UNI EN 15635	Steel static storage systems - Application and maintenance of storage equipment
UNI EN ISO 6892-1	Metallic materials - Tensile testing Part 1: Method of test at room temperature
UNI EN ISO 7438	Metallic materials - Bend test

3. Termini, definizioni, simboli e abbreviazioni

3.1 Termini e definizioni

Ai fini della presente norma si applicano i termini e le definizioni seguenti:

3.1.1
azione accidentale
Azione, generalmente di breve durata ma di entità importante, la cui probabilità di verificarsi su una data struttura durante la sua vita operativa di progetto è scarsa.

3.1.2
corridoio
Spazio per accesso ai fronti di carico o di prelievo.

3.1.3
braccio
Elemento che supporta il carico, connesso ad una estremità alla colonna, in direzione ortogonale al corridoio. Può essere fissa o regolabile in funzione del tipo di scaffalatura.

3.1.4
bolzone
Elemento di collegamento fra la colonna e la staffa della braccio (detto anche spinotto o spina).

3.1.5
dispositivo antisgancio
Dispositivo per prevenire lo spostamento verticale accidentale dei bracci nel caso siano collegati con staffe a gancio sulla colonna.

3.1.6
base
Elemento orizzontale di appoggio a terra, connesso alle colonne.

3.1.7
estensione della base
Elemento giuntato alla base per estendere la base stessa.

3.1.8
campata
Modulo compreso fra due colonne.

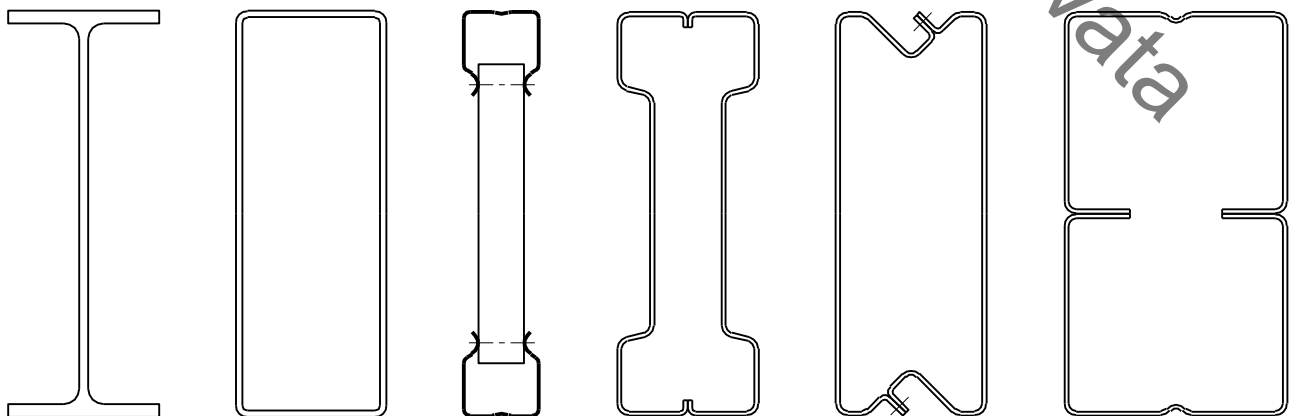
3.1.9
materiale di base
Lamiere piane di acciaio o nastro avvolto da cui si ottengono i componenti per le scaffalature mediante stampaggio a pressa o laminazione. Il materiale di base può essere laminato a freddo.

3.1.10
Lotto di acciaio
Quantità di acciaio, tutto conforme alla stessa specifica, acquistato da un fornitore in un'unica soluzione.

3.1.11
Trave
Elemento orizzontale di supporto del carico, connesso ai bracci o alle basi.

3.1.12
controventatura verticale
Elemento stabilizzante disposto nel piano verticale parallelo al corridoio principale della scaffalatura, che collega tra loro colonne adiacenti.

3.1.13
Colonna
Elemento verticale che sostiene i bracci, collegato alla base. Sezioni tipiche sono rappresentate in Figura 1.

Figura 1 – Tipi di sezioni delle colonne

3.1.14
Cantilever bifronte
Struttura realizzata con bracci applicati sui due fronti della stessa colonna.

3.1.15
cantilever monofronte
Struttura realizzata con bracci su un solo fronte delle colonne.

3.1.16
antisbordamento (fisso)
Dispositivo saldato o bullonato all'estremità dei bracci, per impedire lo scivolamento delle merci dal braccio stesso.

3.1.17
antisbordamento (rimovibile)
Dispositivo fissato all'estremità dei bracci, per impedire lo scivolamento delle merci dal braccio stesso.

3.1.18
livelli di carico
Fila di bracci o basi posti ad una determinata altezza.

3.1.19
elemento forato
Elemento provvisto di vari fori regolarmente distanziati lungo il proprio sviluppo.

3.1.20
carico di posizionamento
Azione prodotta dalle operazioni di deposito e prelievo di una unità di carico nel o dal sistema secondo la buona prassi.

3.1.21
elemento irrigidito
Con riferimento alla sezione trasversale di un profilo, è il lato collegato da entrambe le estremità ad altre parti del profilo; un elemento può essere irrigidito anche da particolari lavorazioni (piegature, costolature…).

3.1.22
sbandamento
Spostamento orizzontale di una struttura oltre l'eventuale fuori piombo iniziale.

3.1.23
traverso di collegamento
Elemento orizzontale di connessione tra colonne (con giunto di estremità rigido o semirigido) generalmente facente parte del sistema di controventatura verticale.

3.1.24
protezione d'estremità
Elemento applicato all'estremità dei bracci per chiudere la sezione terminale e proteggerla da eventuali urti e per la sicurezza degli operatori.

3.1.25
elemento non irrigidito
Con riferimento alla sezione trasversale di un profilo, è il lato collegato da una sola estremità ad altre parti del profilo.

3.2 Simboli e abbreviazioni

Ai fini della presente norma si applicano i simboli e le abbreviazioni seguenti.
Ulteriori simboli, ove necessario, sono definiti all'interno del documento. Un simbolo e relativa descrizione può avere nel presente documento diversi significati.

In generale i simboli principali non sono definiti con tutte le descrizioni a pedice con cui possono essere utilizzati.

A azione accidentale

A area della sezione trasversale

A_{eff} area della sezione trasversale efficace

A_g area della sezione trasversale lorda

A_{ph} forza di posizionamento accidentale orizzontale

A_{pv} forza di posizionamento accidentale verticale

b larghezza del montante

b_p larghezza del lato piano dell'elemento

E modulo di elasticità

e larghezza efficace della piastra di base

e eccentricità

F azione

f resistenza

f_{ck} resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo

f_t limite di snervamento osservato nel campione di prova

f_u resistenza ultima a trazione

f_y limite di snervamento del materiale di base

f_{ya} resistenza media di progetto

f_{yb} limite di snervamento del materiale di base (=f_y)

G modulo di elasticità tangenziale

G_k valore caratteristico del carico permanente (carico fisso)

H altezza della colonna

h altezza del piano di carico dal pavimento (misurata all'estradosso della trave)

I momento d'inerzia

I_T costante torsionale di De Saint Venant

I_w costante di ingobbamento

i raggio d'inerzia

i_o raggio polare d'inerzia

K	coefficiente di lunghezza efficace
k_b	rigidezza del collegamento tra braccio e colonna
k_e	rigidezza efficace del collegamento tra corrente e colonna
k_s	coefficiente relativo ad un certo numero di prove
L	lunghezza del braccio
l	lunghezza efficace o lunghezza di libera inflessione
M	momento flettente
N	forza assiale
N	numero di pieghe a 90° in un profilo
N	numero di prove
N_c	numero di campate in direzione del corridoio
N_s	numero di piani di carico
Q	azione variabile
Q_f	carico concentrato sul pavimento
Q_h	carico orizzontale per carrello elevatore al livello della rotaia di guida
Q_{ph}	carico di posizionamento orizzontale
Q_{pv}	carico di posizionamento verticale
Q_u	unità di carico
q	carico distribuito
R	resistenza
R_m	valore medio dei risultati di prova corretti statisticamente
R_n	carico di rottura corretto
R_t	carico di rottura osservato
r	raggio di piegatura misurato nell'interno dell'angolo
S	forza di taglio
s	lunghezza del sistema
s_n	scarto tipo
T	temperatura
t	spessore del materiale
t_c	spessore del nucleo del materiale escluso il rivestimento
t_N	spessore nominale del materiale incluso il rivestimento
t_t	spessore del nucleo osservato nel campione di prova
V	forza di taglio
V	carico verticale
V_{cr}	valore critico elastico del carico verticale
W	modulo di resistenza
W	carico totale su un braccio

α	coefficiente di espansione termica lineare
α	fattore di correzione per il limite di snervamento
α	fattore di imperfezione
β	coefficiente del braccio
β	fattore di correzione per lo spessore
β	fattore di amplificazione per gli effetti del secondo ordine
γ	coefficiente di sicurezza parziale
γ_A	coefficiente di sicurezza parziale per le azioni accidentali
γ_f	coefficiente di carico
γ_G	coefficiente di sicurezza parziale per le azioni permanenti
γ_M	coefficiente del materiale
γ_Q	coefficiente di sicurezza parziale per le azioni variabili
δ	inflessione
ε	deformazione
θ	rotazione
κ	fattore di moltiplicazione per gli elementi di irrigidimento dell'anima
λ	rapporto di snellezza
$\bar{\lambda}$	rapporto di snellezza adimensionale
υ	rapporto di Poisson
ρ	densità
T	resistenza al taglio
ϕ	imperfezione laterale
ϕ_0	imperfezione laterale iniziale
φ_1	assestamento iniziale del collegamento
x	coefficiente di riduzione della sollecitazione di imbozzamento

Testo a pedice

b	deformazione di compressione, imbozzamento (buckling)
c	compressione, capacità
cr	critico
d	di progetto, teorico, nominale
d_b	distortional buckling

FT	flessionale torsionale, flesso-torsionale
G	lordo
I	numero di prova
K	caratteristica
LT	latero-torsionale
m	valore medio
max	massimo
min	minimo
n	valore corretto
pl	plastico
R	resistenza
Rd	resistenza di progetto, di progetto, nominale
S	carico, resistenza
Sd	resistenza di progetto
Ser	servizio, esercizio
T	torsionale
T	valore osservato durante la prova
w	anima

4 Basi della progettazione

4.1 Generalità

La scaffalatura industriale tipo cantilever è una struttura formata dal ripetersi di elementi portanti verticali (colonne), stabilizzate da basi appoggiate al pavimento; su uno o entrambi i lati delle colonne sono agganciati elementi orizzontali (bracci o mensole) in numero variabile, sui quali si appoggiano i carichi. Le colonne sono collegate tra loro in direzione longitudinale, generalmente da controventi verticali.

4.1.1 Sistemi costruttivi

Esistono diversi sistemi di collegamento con cui le scaffalature cantilever possono essere realizzate.

In generale tutti i sistemi sono studiati per consentire la regolazione in altezza dei livelli di carico.

Le tipologie principali, illustrate in Figura 2, sono le seguenti:

1. Struttura con bracci fissati con bolzone. Tipo di scaffalatura in cui il braccio è fissato alla colonna mediante una staffa collegata con un bolzone, che si inserisce in fori predeterminati sulla colonna stessa. Successivamente è possibile eseguire la regolazione del passo verticale dei livelli di carico.
2. Struttura con bracci agganciati. Scaffalatura in cui il braccio si aggancia ai fori o scanalature presenti sulla colonna. In questo tipo di struttura i bracci sono regolabili in base al passo predeterminato delle forature.
3. Struttura con bracci imbullonati. Scaffalatura in cui il braccio è imbullonato nei fori presenti sulla colonna. In questo tipo di struttura i bracci sono regolabili in base al passo predeterminato delle forature.
4. Struttura con bracci morsettati. Si tratta di un tipo speciale di scaffalatura con bracci regolabili, dove i

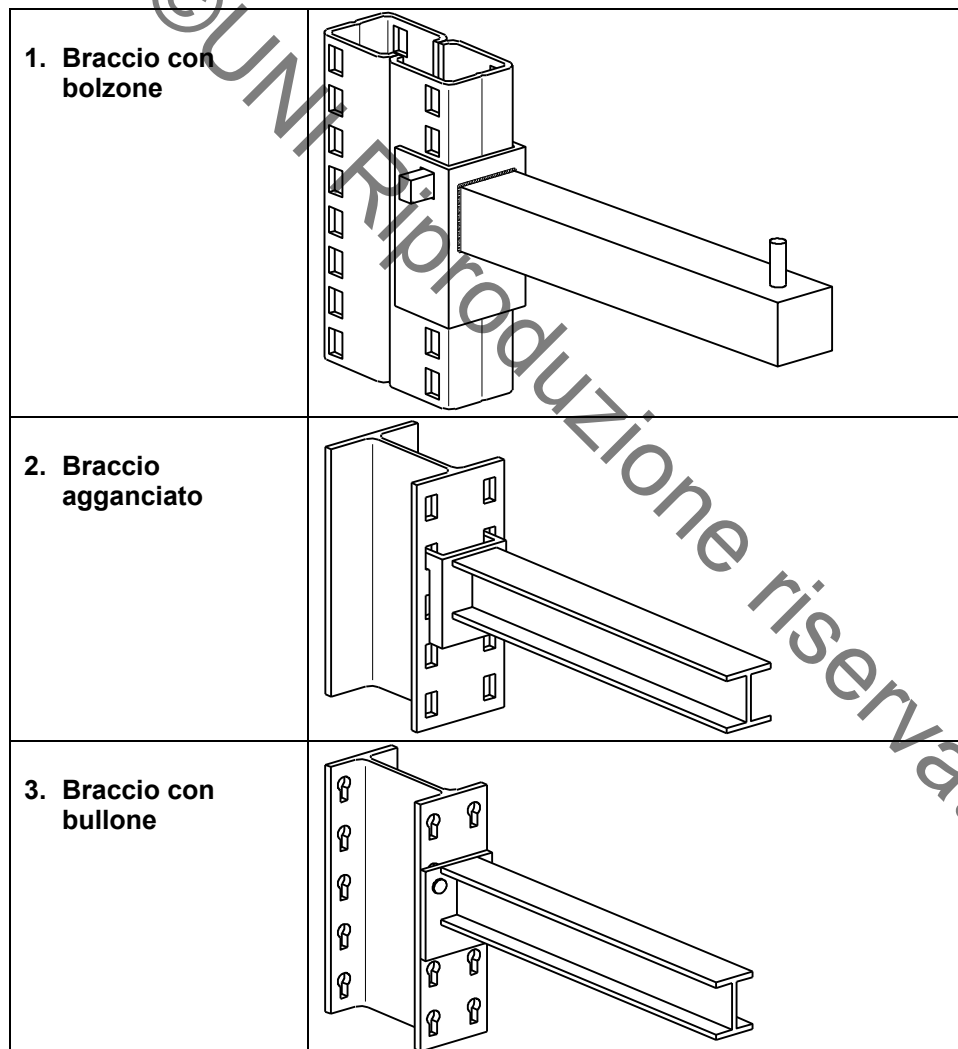
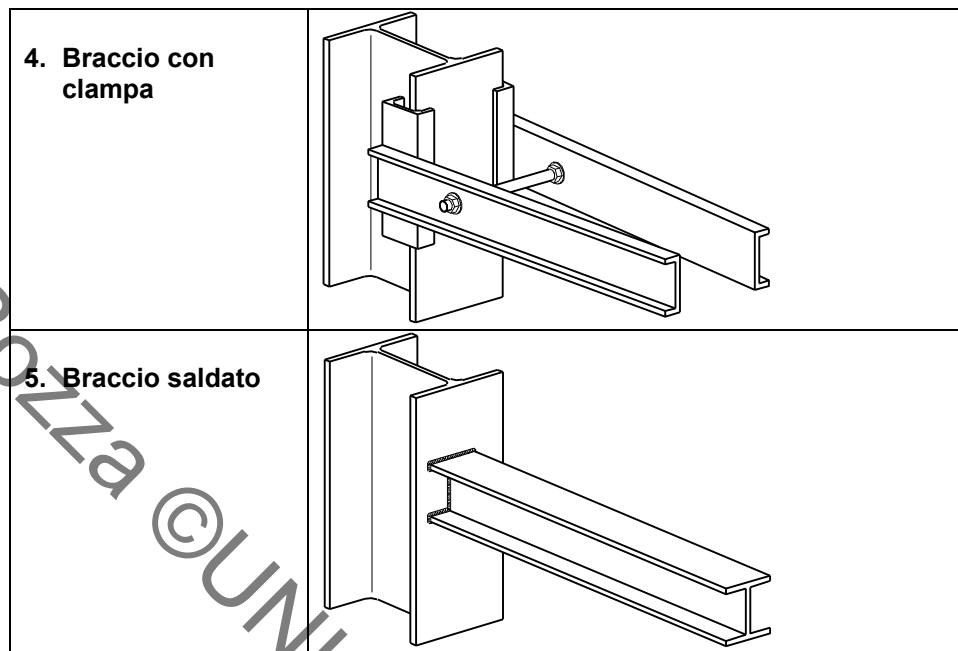
bracci risultano bloccati alla colonna e mantenuti in posizione per attrito. Tali sistemi risultano pertanto regolabili verticalmente sull'intera altezza della colonna.

5. Struttura con bracci saldati. In questo tipo di scaffalatura il braccio è saldato alla colonna a un intervallo predeterminato e non risulta quindi possibile apportare regolazioni successive al passo verticale dei livelli di carico.

Legenda

1 braccio fissato con bolzone
2 braccio agganciato
3 braccio imbullonato
4 braccio morsettato
5 braccio saldato

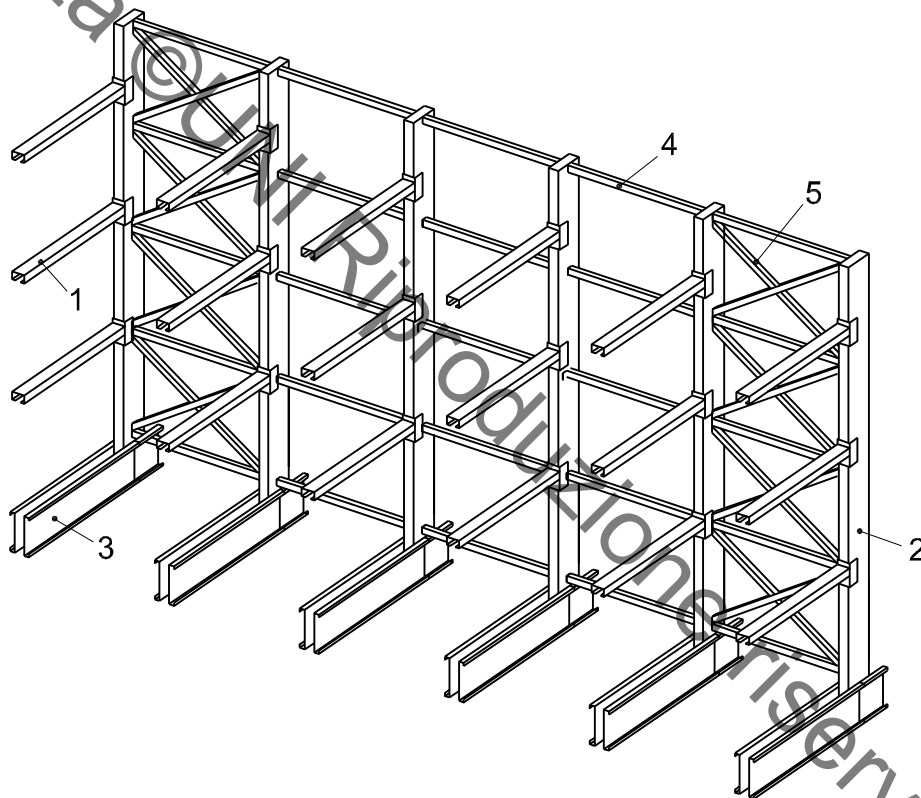
Figura 2 – Tipi di bracci e di collegamenti

4. Braccio con clampa	
5. Braccio saldato	

4.1.2 Scaffalature cantilever controventate

La configurazione di una tipica scaffalatura cantilever controventata è illustrata nella Figura 3; la stabilità della struttura in senso longitudinale (ovvero nella direzione parallela al corridoio di carico) è assicurata dalla controventatura verticale. Nella direzione trasversale, la stabilità è fornita dalle basi.

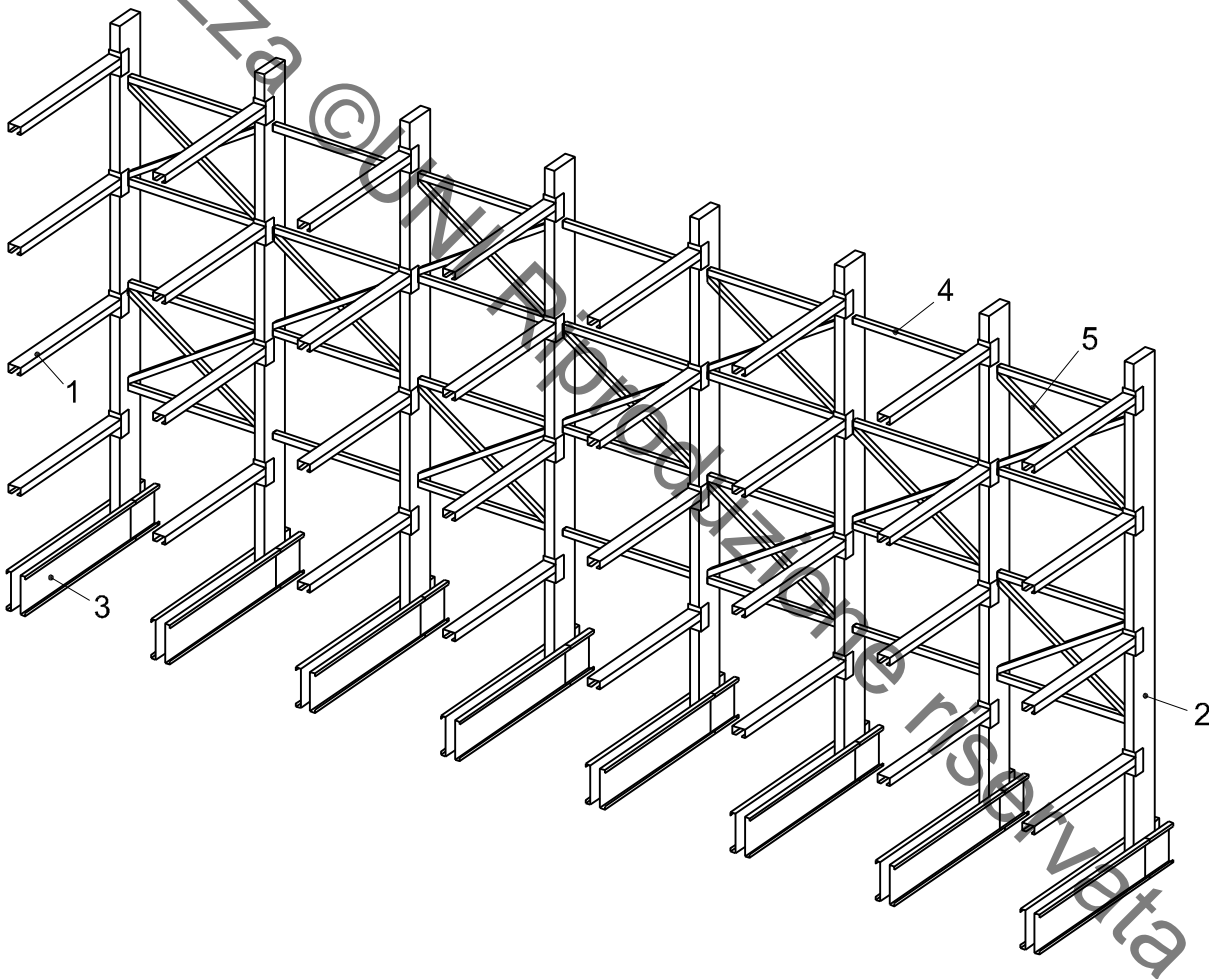
Legenda

1 traversi controvento
2 colonna
3 diagonali controvento
4 base
5 mensola

Figura 3 – Esempio di configurazione di scaffalatura cantilever controventata

4.1.3 Scaffalature cantilever parzialmente controventate

Un esempio di scaffalatura cantilever parzialmente controventata è illustrata nella Figura 4; la stabilità della struttura in senso longitudinale (lungo il corridoio) è assicurata dal comportamento strutturale misto a telaio e controvento. Nella direzione trasversale la stabilità è fornita dalle basi.

Legenda
1 traversi controvento
2 colonna
3 diagonali controvento
4 base
5 mensola

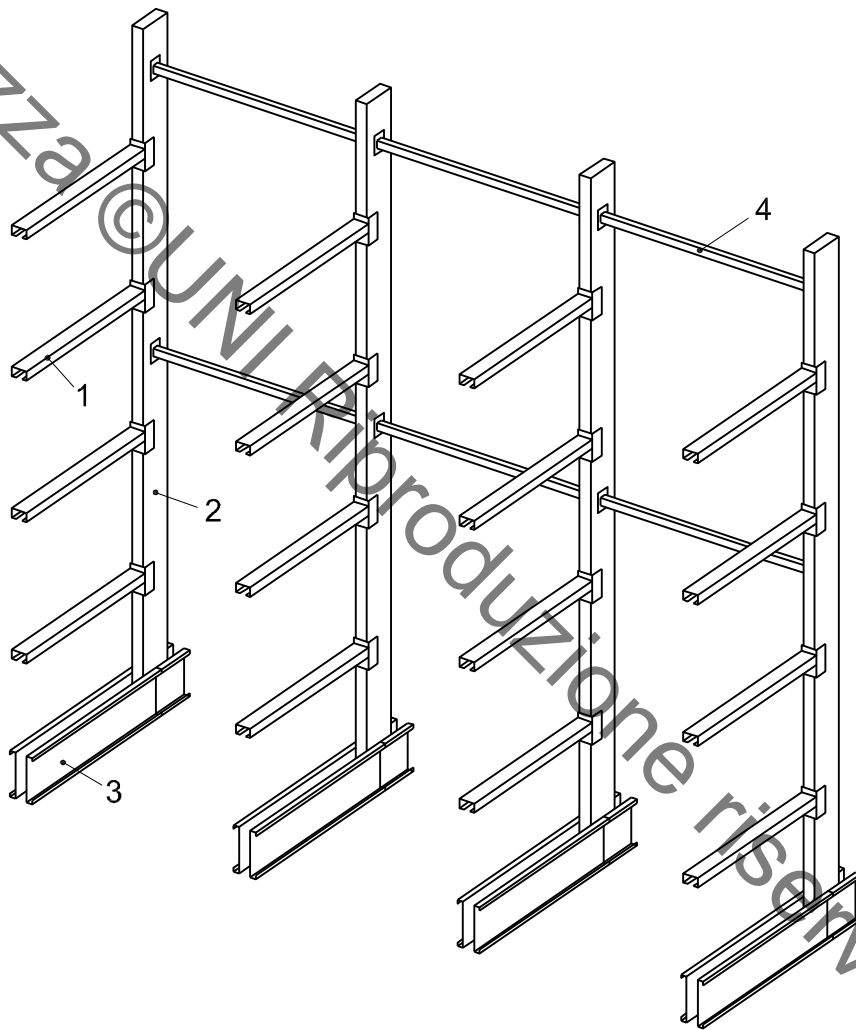
Figura 4 – Esempio di configurazione di scaffalatura cantilever parzialmente controventata

4.1.4 Scaffalature cantilever non controventate

La configurazione di una tipica scaffalatura cantilever non controventata è illustrata nella Figura 5; la stabilità della struttura in senso longitudinale (lungo il corridoio) è assicurata dal comportamento a telaio delle colonne e delle travi longitudinali. Il collegamento delle travi alle colonne deve essere rotazionalmente rigido. Nella direzione trasversale la stabilità è fornita dalle basi.

Si sconsiglia l'utilizzo di questo tipo di scaffalatura con mezzi meccanici di movimentazione.

Legenda

a braccio
b colonna
c base
d traverso del telaio

Figura 5 - Esempio di struttura cantilever non controventata

4.1.5 Vita operativa di progetto

Ai fini della determinazione delle condizioni di carico si deve considerare una vita operativa di progetto di almeno dieci anni. Tuttavia, questa assunzione non può essere considerata come garanzia della reale vita utile della scaffalatura.

NOTA La vita utile della maggior parte delle scaffalature cantilever dipende dall'usura e dai danni subiti durante l'utilizzo o dalla corrosione, fattori che è impossibile prevedere in fase di progetto e che non sono oggetto del presente punto. Si presume che la scaffalatura sia utilizzata in modo idoneo e che ogni eventuale danno sia immediatamente riparato. Si veda anche UNI EN 15629 e UNI EN 15635.

4.1.6 Deformazioni e tolleranze del pavimento

Per la progettazione delle strutture cantilever, le deformazioni e le deviazioni dalla planarità del pavimento dell'edificio sul quale è installata la struttura devono essere conformi a quanto esposto nelle appendici C ed E (vedere anche UNI EN 15620).

4.2 Metodi di progettazione

4.2.1 Generalità

La progettazione della struttura o dei suoi componenti deve essere svolta secondo uno dei metodi illustrati nella presente norma. In tutti i casi, i dettagli costruttivi degli elementi e dei collegamenti devono essere realizzati in accordo con i presupposti delineati in fase progettuale.

4.2.2 Stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo corrisponde alla capacità di carico massima ed in genere è caratterizzato da uno degli aspetti seguenti:

— Resistenza (compresi lo snervamento, la rottura, l'instabilità e la creazione di meccanismi);

— Stabilità al ribaltamento e sbandamento;

— Deformazione locale eccessiva;

— Frattura per fatica. Le scaffalature cantilever, per la natura delle operazioni di carico e scarico con cui sono utilizzate, non sono soggette a fatica.

4.2.3 Stato limite di servizio

La verifica dello stato limite di servizio garantisce il corretto funzionamento degli elementi nelle condizioni di esercizio. A questo proposito è sufficiente considerare gli spostamenti e le deformazioni che influiscono in modo negativo sull'aspetto della scaffalatura o ne possono pregiudicare il corretto utilizzo.

Le deformazioni devono essere calcolate considerando il comportamento di tutti gli elementi della struttura (vedere punto 9).

4.3 Imperfezioni

4.3.1 Generalità

L'influenza delle imperfezioni deve essere considerata nelle analisi, tenendo conto di:

— imperfezioni della colonna (punto 4.3.2);

— imperfezioni del sistema di controvento (punto 4.3.3);

— imperfezioni degli elementi (punto 4.3.4).

Nella modellazione delle strutture ai fini dell'analisi globale è ammesso trascurare le imperfezioni degli elementi; queste devono tuttavia essere incluse nelle verifiche locali dei componenti stessi.

Le imperfezioni iniziali si applicano in entrambe le direzioni orizzontali, ma devono essere considerate in una sola direzione alla volta.

È possibile sostituire le imperfezioni iniziali con un sistema chiuso di forze orizzontali equivalenti, che devono essere applicate a ciascun livello di carico e sono proporzionali ai carichi verticali applicati alla struttura a quel livello, come illustrato nella Figura 6.

Per il progetto della piastra di base e dei fissaggi al pavimento, le reazioni orizzontali ad ogni supporto di base devono essere determinate applicando l'imperfezione laterale φ e non le forze orizzontali equivalenti. In assenza di carichi orizzontali reali, la reazione orizzontale netta è zero.

4.3.2 Imperfezioni nella direzione non controventata

In generale la direzione trasversale di una scaffalatura cantilever (piano dei bracci) è costituita dalla sola colonna incastrata alla base e non è controventata.

Gli effetti delle imperfezioni della struttura trasversale devono essere considerati nell'analisi globale o mediante l'applicazione di una deformazione iniziale o di un sistema chiuso di forze orizzontali equivalenti (Figura 6).

L'imperfezione laterale ϕ è determinata dalla formula seguente:

$$\phi = \phi_l + \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_f}\right) 2\,\phi_s}$$

e

$$\phi \leq 2\,\phi_s + \phi_l \qquad e \qquad \phi \geq \frac{1}{500}$$

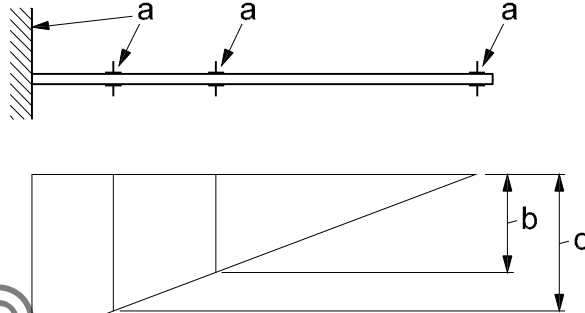
dove

ϕ_s = fuori piombo massimo specificato in base alle tolleranze di montaggio per la scaffalatura scarica, diviso per l'altezza (vedere punto 7.5.7.2);

ϕ_l = cedevolezza iniziale del collegamento base-colonna (da determinare in conformità al punto A.2.5);

n_f = numero di colonne collegate nella direzione considerata.

NOTA Se nella modellazione del collegamento utilizzata per l'analisi globale si include l'effetto dell'assestamento iniziale, nell'equazione sopra riportata si può impostare ϕ_l uguale a zero.

Figura 6 – Forze orizzontali equivalenti in direzione trasversale

4.3.3 Imperfezioni del sistema di controvento nella direzione longitudinale

4.3.3.1 Generalità

Il presente punto si riferisce alle colonne controventate in direzione longitudinale.

Si deve tenere conto degli effetti delle imperfezioni dei sistemi di controventatura che devono contribuire alla stabilità laterale della struttura includendo nel sistema di controventatura una imperfezione geometrica iniziale (Figura 7).

È possibile sostituire le imperfezioni iniziali con un sistema chiuso di forze orizzontali equivalenti, che sono applicate a ciascun livello di carico e sono proporzionali ai carichi verticali applicati alla struttura a quel livello, come illustrato nella Figura 7.

Si devono considerare sia le imperfezioni globali definite nel punto 4.3.3.2 che quelle locali definite nel punto 4.3.3.3, ma non in modo cumulativo.

4.3.3.2 Imperfezioni del sistema di controventatura e dei suoi collegamenti

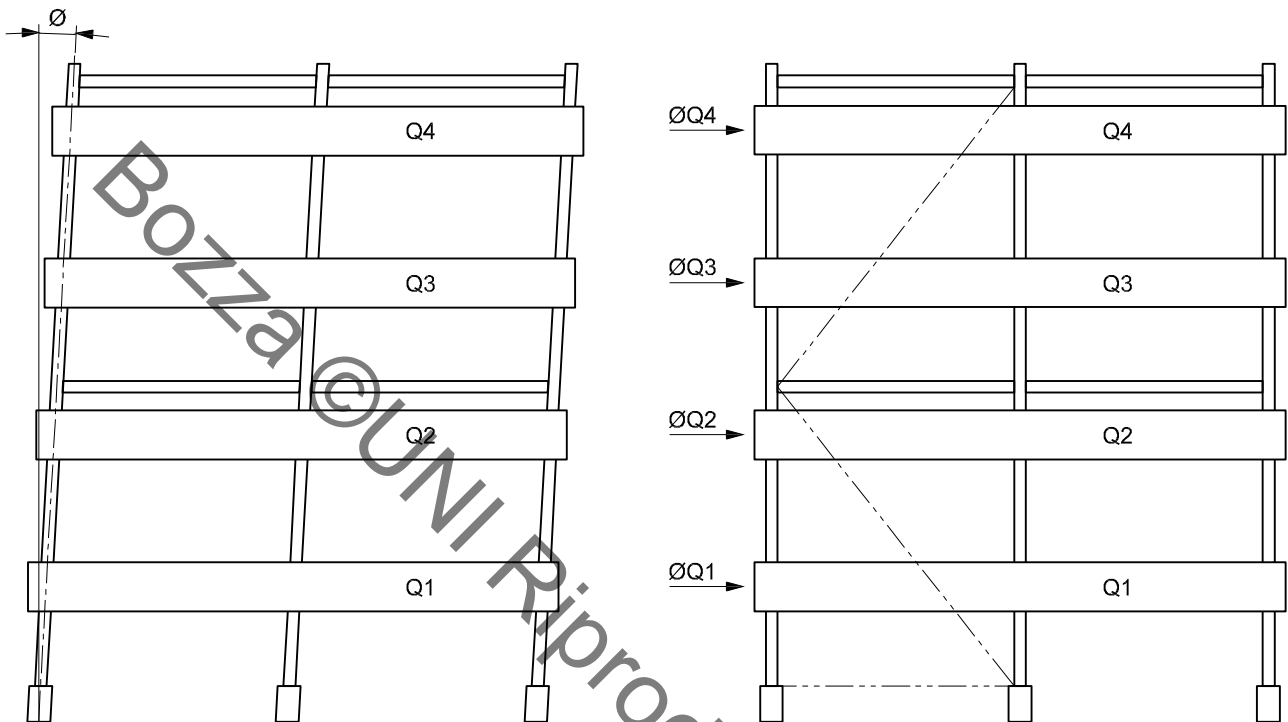
Le imperfezioni descritte nel presente punto devono essere considerate nell'analisi globale.

L'imperfezione iniziale è calcolata mediante la formula seguente:

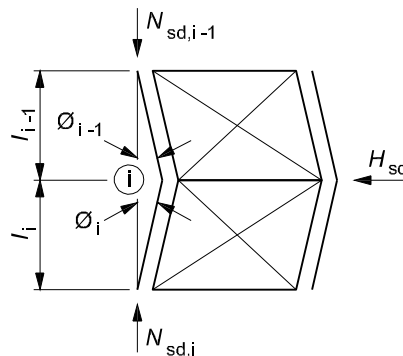
$$\varphi = \sqrt{\left(\frac{1}{2}+\frac{1}{n_f}\right)}\ 2\,\phi_s$$

dove $\phi \leq 2\ \phi_s$ e $\phi\ \geq 1/500$

Nella direzione longitudinale n_f è uguale al numero delle colonne in una fila.

Figura 7 – Imperfezioni globali del sistema di controvento e forze equivalenti

4.3.3.3 Imperfezioni locali del controvento

Le imperfezioni locali del controvento danno luogo a sistemi di forze auto-equilibrate (Figura 8) che devono essere utilizzati esclusivamente per la progettazione degli elementi di controvento e dei loro collegamenti. In questo caso è sufficiente un'analisi del primo ordine.

Figura 8 – Imperfezioni locali del controvento

Per colonne senza giunti ϕ_o = 1/400

Per colonne che incorporano giunti ϕ_o = 1/200

$$\ell_i \geq \ell_{i-1};\ \phi_{i-1} = \sqrt{0{,}5 + \left(1 + \frac{1}{n_u}\right)}\,\phi_0 \quad \leq \phi_0$$

e $\phi_i = \phi_{i-1}\dfrac{\ell_{i-1}}{\ell_i}$

Dove n_u= numero di colonne per controvento

$$\ell_i \leq \ell_{i-1};\ \phi_i = \sqrt{0{,}5 + \left(1 + \frac{1}{n_u}\right)}\,\phi_0 \leq \phi_0$$

e $\phi_{i-1} = \phi_1\dfrac{\ell_i}{\ell_{i-1}}$

L'imperfezione geometrica iniziale può essere applicata come una forza orizzontale $H_{Sd,i}$

$H_{Sd,i} = H_{Sd,i-1}\ \phi_{i-1} + N_{Sd,i}\ \phi_I$;

$H_{Sd,i}$ è la somma delle imperfezioni di tutte le colonne collegate;

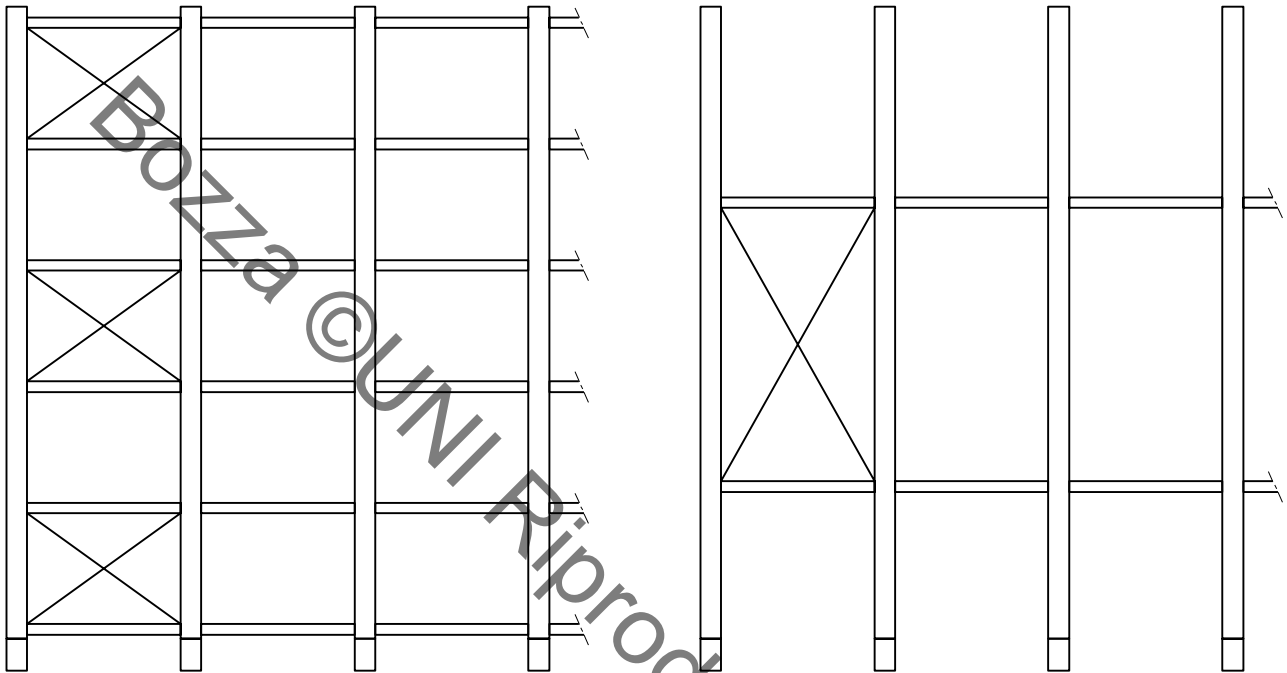
N_{Sd} è l'azione assiale di progetto in un elemento.

Se $l_i = l_{i-1}$; $N_{Sd,i} = N_{Sd,i-1}$; $\phi_i = \phi_{i-1}$; quindi $H_{Sd,i} = 2N_{Sd,i}\ \phi_i$

4.3.4 Imperfezioni delle strutture cantilever parzialmente controventate in direzione longitudinale

Il presente punto si riferisce alle colonne in cui la controventatura, come illustrato nella Figura 4, si estende solo lungo una parte dell'altezza della scaffalatura. Altri esempi sono forniti in Figura 9.

In questo caso è necessario eseguire un'analisi completa del secondo ordine per valutare l'effetto delle imperfezioni iniziali.

Figura 9 - Esempi di sistemi parzialmente controventati

4.3.5 Imperfezioni degli elementi

In funzione del tipo di analisi strutturale eseguita, gli effetti delle imperfezioni sulle verifiche degli elementi devono essere considerati utilizzando gli opportuni coefficienti di stabilità dati al punto 8.7.5.2 oppure ricorrendo al metodo di analisi globale di cui al punto 9.2.

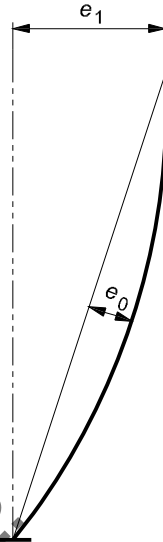
L'imperfezione iniziale di un'asta (curvatura) deve essere ricavata dalla curva di stabilità:

$$e_0 = \alpha\,(\bar{\lambda} - 0.2)\frac{W}{A}$$

dove:

e_0 = imperfezione ad arco;
a = fattore di imperfezione (vedere prospetto 6);
$\bar{\lambda}$ = snellezza adimensionale.

Se sono considerate le imperfezioni locali dell'elemento invece delle curve di stabilità, queste imperfezioni si sommano alle imperfezioni globali, come schematicamente illustrato in Figura 10.

Figura 10 – Imperfezioni globali (e_1) e locali (e_0) su un'asta singola.

5 Azioni e combinazioni di azioni

5.1 Generalità

Ai fini della progettazione della scaffalatura si devono considerare tutte le azioni permanenti e variabili pertinenti.

5.2 Azioni permanenti

Le azioni permanenti devono comprendere il peso di tutti gli elementi strutturali e di ogni accessorio supportato dalla struttura cantilever.

5.3 Azioni variabili

5.3.1 Generalità

La progettazione deve tenere conto di tutte le azioni variabili applicate alla scaffalatura.

5.3.2 Unità di carico

Le unità di carico devono essere determinate in accordo ai requisiti della UNI EN 15629.

Nell'analisi globale si deve utilizzare il valore massimo specificato per l'unità di carico.

5.3.2.1 Valore medio del peso dell'unità di carico

Non è permesso ridurre il peso delle unità di carico per calcolare il comportamento strutturale globale della

scaffalatura in funzione delle condizioni in cui è utilizzata.

5.3.3 Carichi di posizionamento verticale

Per tenere conto delle azioni aggiuntive trasmesse alle scaffalature durante le normali operazioni di stoccaggio dei carichi, nella verifica delle bracci e dei relativi connettori devono essere applicati i carichi di posizionamento seguenti.

Il valore minimo del carico di posizionamento verticale Q_{pv} deve essere pari al 25% del peso massimo dell'unità di carico, applicato verso il basso nella posizione più sfavorevole in base al tipo di azione che si vuole determinare (taglio o momento flettente).

Non è necessario considerare il carico di posizionamento per la verifica di deformabilità delle bracci o per il progetto delle colonne o altri componenti.

5.3.4 Carichi di posizionamento orizzontale

5.3.4.1 Generalità

Nelle operazioni di posizionamento delle unità di carico, si applicano i carichi di posizionamento minimi seguenti, in direzione orizzontale trasversale al corridoio, nella posizione più sfavorevole.

Eventuali sovraccarichi accidentali sono da prendere in considerazione (vedere punto 5.4) ma non contemporaneamente al carico di posizionamento orizzontale.

NOTA 1. Il carico di posizionamento orizzontale minimo non è inteso a rappresentare un carico di impatto dovuto all'uso improprio della scaffalatura.

NOTA 2. Il carico di posizionamento orizzontale in direzione longitudinale non avviene in scaffalature cantilever soggette a procedure di carico e scarico corrette.

5.3.4.2 Effetti dei metodi operativi

Per la determinazione del carico di posizionamento orizzontale si deve distinguere tra i diversi metodi operativi che possono essere utilizzati per il carico e scarico di scaffalature soggette a carichi pesanti (sono escluse le scaffalature che possono essere caricate manualmente).

a) Se le merci sono posizionate con apparecchiature a funzionamento manuale (come carrelli a forche):
   1) per qualsiasi livello di carico fino a 3 m, Q_{ph} deve essere pari a 1,0 kN applicato a qualsiasi altezza fino in cima alla struttura cantilever;
   2) per livelli di carico posti ad altezza maggiore di 6 m, il carico Q_{ph} deve essere pari a 0,5 kN applicato alla sommità della struttura;
   3) per livelli di carico posti ad altezza compresa tra 3 m e 6 m, il carico Q_{ph} deve essere determinato mediante interpolazione lineare tra i casi (1) e (2);

b) Se le merci sono posizionate mediante trasloelevatori automatici, il carico Q_{ph} deve essere specificato dal fornitore delle apparecchiature di movimentazione dei materiali e, in ogni caso, non deve essere minore di 0,25 kN.

L'intensità delle azioni trasmesse dalla guida superiore del trasloelevatore alla scaffalatura devono essere specificate dal fornitore del mezzo di movimentazione. Questa azione deve essere considerata nella progettazione secondo le raccomandazioni del punto 6.3.5 della UNI EN 15512:2009.

5.3.5 Azioni derivanti dall'installazione

Se il metodo di installazione prescelto prevede l'uso di imbragature di sicurezza da parte del personale addetto al montaggio, si devono predisporre gli opportuni punti di ancoraggio per la protezione da cadute accidentali. In caso di caduta sono ammesse deformazioni residue degli elementi della scaffalatura.

5.4 Azioni dovute a impatto (carichi accidentali)

5.4.1 Generalità

I carichi variabili ed i carichi di posizionamento specificati nel punto 5.3 devono essere tali da permettere normali condizioni di movimentazioni delle merci.

Eventuali danni da impatto causati da carrelli elevatori o altre apparecchiature in movimento contro i componenti della scaffalatura cantilever devono essere evitati provvedendo ad addestrare adeguatamente il personale addetto al magazzino e ad attuare le necessarie misure di sicurezza.

NOTA Le azioni accidentali derivanti da carrelli elevatori sono fornite nella UNI EN 1991-1-7. Non è necessario che tali azioni siano applicate nel caso di operazioni svolte con carrelli industriali se il layout delle scaffalature, le tolleranze e le modalità di funzionamento sono in accordo con le norme UNI EN 15620 e UNI EN 15635.

5.4.2 Azioni verticali accidentali

I componenti della scaffalatura che si trovano direttamente sopra una posizione di carico devono essere in grado di assorbire un carico verticale A_{pv}= 0.5 kN.
In generale questa azione deve essere applicata sia all'estremità del braccio che all'attacco sulla colonna; queste due condizioni devono essere analizzate separatamente.

NOTA: Le prescrizioni fornite nel presente punto hanno lo scopo di evitare lo sganciamento del braccio dalla colonna per effetto di un'azione accidentale verso l'alto o che il braccio scivoli lungo la colonna nel caso si rompa il giunto ad attrito.

Il danno in tali circostanze deriva da un'azione accidentale e il componente deve essere sostituito. I carichi di posizionamento sono azioni accidentali variabili e devono essere considerati con un fattore di carico γ_A secondo quanto indicato al punto 6.4.

I requisiti rispetto ai carichi di posizionamento verso l'alto devono essere verificati mediante calcolo o prove secondo il punto A.2.6.

5.4.3 Carico accidentale orizzontale

Il carico accidentale orizzontale deve essere considerato in direzione longitudinale e deve essere applicato, in due casi di carico separati, all'estremità della braccio e all'estremità della base.

Per il braccio si considerano i casi seguenti:

a) se le merci sono posizionate con apparecchiature meccaniche manuali (come i carrelli elevatori) o con apparecchiature manuali guidate (come i carrelli elevatori per corsie molto strette):

   – A_{ph} = 1,25 kN in direzione longitudinale;

b) se le merci sono posizionate con apparecchiature meccaniche automatiche (come trasloelevatori, apparecchiature automatiche per stoccaggio e prelievo) l'entità dell'azione deve essere specificata dal fornitore dell'attrezzatura.

NOTA Il valore A_{ph} specificato potrebbe non essere adatto per certi tipi di apparecchiature; si richiede che le macchine da utilizzare siano soggette a controllo e manutenzione (per esempio durante un guasto del dispositivo il carico potrebbe aumentare).

Per la base:

- A_{ph} = 2,5 kN in direzione longitudinale.

5.5 Carichi dovuti al vento

I carichi dovuti al vento devono essere considerati, quando presenti, secondo la legislazione nazionale vigente.

Quando una scaffalatura cantilever è esposta al vento, l'eventuale effetto di scherrmo offerto da edifici o altre strutture può essere considerato solo se previsto dalla legislazione nazionale vigente e valutato in conformità ad essa; altrimenti non è consentito tenere conto dell'eventuale effetto di schermatura di scaffalature totalmente o parzialmente cariche ubicate sopra vento rispetto alla sezione considerata. Ogni singola fila di scaffali (compresa tra corridoi adiacenti) deve essere progettata in modo tale da resistere alla pressione totale, alla depressione ed alle forze d'attrito del vento.

La scaffalatura cantilever caricata completamente o parzialmente deve essere considerata impermeabile ai fini del calcolo della superficie colpita dal vento, a meno che sia possibile quantificare l'effetto di permeabilità dei carichi.

L'effetto del vento durante le fasi di costruzione deve essere considerato.

NOTA Gli effetti di schermo di una struttura chiusa su strutture sottovento possono essere considerati in accordo con la legislazione nazionale vigente, se lo scaffale è rivestito da pareti.

5.6 Carichi dovuti alla neve

Quando applicabili, i carichi dovuti alla neve devono essere considerati secondo la legislazione nazionale vigente.

5.7 Azioni sismiche

Quando applicabili, i carichi sismici devono essere considerati secondo la legislazione nazionale vigente.

NOTA: il prEN 16681 fornisce indicazioni sulla progettazione antisismica delle scaffalature portapallet.

6 Fattori parziali e regole di combinazione

6.1 Generalità

Il peso delle unità di carico e le imperfezioni globali della scaffalatura cantilever devono costituire nell'insieme un'unica azione. I carichi di posizionamento costituiscono un'azione separata.

Le imperfezioni globali e i carichi di posizionamento devono essere combinati contemporaneamente in una sola direzione. Non è necessario considerare la combinazione delle imperfezioni o dei carichi di posizionamento in una direzione con le imperfezioni o i carichi di posizionamento nella direzione ortogonale.

6.2 Combinazione di azioni per lo stato limite ultimo

I valori di progetto delle azioni devono essere combinati attraverso l'utilizzo delle regole seguenti, qualsiasi sia il valore maggiore:

- considerando solo l'azione variabile più sfavorevole

$\sum \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1}$

- considerando tutte le azioni variabili sfavorevoli che si possono verificare simultaneamente

$$\Sigma \gamma_G G_k + 0{,}9 \sum_{i \geq 1} \gamma_Q Q_{k,i}$$

- considerando i carichi accidentali

$$\Sigma \gamma_{GA} G_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{QA} Q_{k,i} + \gamma_A A_k$$

dove:

G_k = valore caratteristico dell'azione permanente (peso proprio)

$Q_{k,1}$ = valore caratteristico di uno dei carichi variabili

$Q_{k,i}$ = valore caratteristico di un tipico carico variabile

A_k = valore caratteristico di un carico accidentale

γ_G = fattore parziale per carichi permanenti

γ_Q = fattore parziale per carichi variabili

γ_A = fattore parziale per carichi accidentali

6.3 Combinazione di azioni per lo stato di limite di servizio

Devono essere considerate le regole di combinazione semplificate fornite nelle equazioni seguenti, qualsiasi sia il valore maggiore:

- considerando solo l'azione variabile più sfavorevole;

$\sum \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1}$

- considerando tutte le azione variabili sfavorevoli;

$$\Sigma \gamma_G G_k + 0{,}9 \gamma_Q \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

dove la simbologia è definita al punto 6.2 .

I carichi di posizionamento non devono essere considerati allo stato limite di servizio.

6.4 Fattori di sicurezza per i carichi

I fattori di carico sono indicati nel prospetto 1.

Prospetto 1 — Fattori di sicurezza sui carichi γ_F

Azione	**Stato limite ultimo**	**Stato limite di servizio**
Carichi permanenti γ_G - con effetto sfavorevole - con effetto favorevole	 1,3 1,0	 1,0 1,0
Carichi variabili γ_Q Carichi unitari Carichi di posizionamento Altri carichi variabili	 1,4 1,4 1,5	 1,0 1,0 1,0
Carichi accidentali γ_A γ_{GA} γ_{QA}	 1,0 1,0 1,0	
NOTA L'incertezza statistica riguardante il peso delle unità di carico è notevolemente inferiore a quella che si ha per le azioni variabili convenzionali considerate per gli edifici (vento, neve, peso delle finiture, ecc.). Inoltre, nel caso delle scaffalature, l'utilizzatore esercita un alto livello di controllo nella gestione del sistema. Di conseguenza le unità di carico hanno un fattore di carico intermedio tra quello degli carichi variabili generici e quello delle azioni permanenti. La maggiore incertezza nelle prestazioni legate al carico di una scaffalatura cantilever è data dall'interazione con l'attrezzatura di carico. Si considera che questi effetti siano incorporati nei carichi accidentali e nei carichi di posizionamento che si hanno in condizioni di buon utilizzo (vedere punto 5.3).		

6.5. Fattori di sicurezza per i materiali

I fattori di sicurezza dei materiali γ_M per lo stato limite ultimo e lo stato limite di servizio previsti dalla presente norma sono descritti nel prospetto 2; tali valori devono essere utilizzati se non altrimenti specificato nella legislazione nazionale vigente.

Prospetto 2 — Fattori di sicurezza dei materiali γ_M

Resistenza	**Stato limite ultimo**	**Stato limite di servizio**
Resistenza delle sezioni trasversali	1,05	1,0
Resistenza delle connessioni	1,25	1,0
Resistenza delle connessioni soggette a prove e controllo qualità (per esempio connettori dell'estremità del braccio cantillever) -vedere allegato A	1,1	1,0

6.6. Stabilità contro il ribaltamento

Utilizzando un fattore di carico corrispondente allo stato limite ultimo, si deve verificare che la scaffalatura sia stabile nelle condizioni di pieno carico e di scaffalatura scarica, sotto l'azione di un singolo carico di posizionamento orizzontale agente nella posizione e nella direzione più sfavorevole.
Il carico di posizionamento orizzontale deve essere contrastato dal peso proprio della scaffalatura cantilever e dall'ancoraggio al suolo.

6.7 Scaffalatura cantilever fissata alla struttura dell'edificio

Se la scaffalatura cantilever è fissata all'edificio, le due strutture impongono forze l'una sull'altra; questa situazione in generale deve essere evitata.

E' possibile considerare questa condizione solo se il progetto delle due strutture avviene contemporaneamente ed i mutui effetti possono essere opportunamente considerati.

7. Acciaio

7.1 Generalità

7.1.1 Considerazioni preliminari

I valori nominali delle proprietà dei materiali forniti nel presente punto devono essere adottati come valori caratteristici nei calcoli di progetto per la fabbricazione di strutture cantilever. Gli acciai devono essere idonei per la lavorazione a freddo, la laminatura a caldo, la saldatura e la zincatura, secondo necessità.

Gli acciai specificati in conformità al prospetto 3.1 della UNI EN 1993-1-1:2005, e ai prospetti 3.1a e 3.1b della UNI EN 1993-1-3:2006, le cui proprietà e la composizione chimica ottemperano alle relative norme di prodotto, soddisfano i requisiti del presente punto.

Altri acciai possono essere utilizzati, a condizione che:

a) le loro proprietà e la composizione chimica siano almeno equivalenti agli acciai le cui norme sono elencate nel prospetto 3.1 della UNI EN 1993-1-1:2005 e nei prospetti 3.1a e 3.1b della UNI EN 1993-1-3:2006,

b) se si tratta di acciaio idoneo alla lavorazione a freddo, questo deve soddisfare i requisiti della prova di piegatura al punto A.1.2 ed il rapporto tra la resistenza ultima caratteristica f_u ed il limite di snervamento caratteristico f_y deve rispettare il limite $f_u/f_y \geq 1,05$

NOTA 1 Il rapporto minimo indicato al punto 7.1.1 differisce da quello specificato nella UNI EN 1993-1-1, ma è accettabile per la produzione di scaffalature.

NOTA 2 Vedere allegato C relativo alla ricerca nell'utilizzo di materiali con un rapporto tra f_u ed f_y vicino ad 1.

7.1.2 Proprietà dei materiali

I valori nominali del limite di snervamento f_y e la resistenza alla rottura f_u per l'acciaio strutturale si ottengono:

a) adottando i valori $fy = R_{eh}$ e $f_u = R_m$ direttamente dalla norma relativa al prodotto;

b) utilizzando la semplificazione indicata al punto 7.1.5;

c) utilizzando il regime di collaudo specificato al punto 7.1.4.

7.1.3 Valori di progetto dei parametri del materiale

Le proprietà dell'acciaio seguenti devono essere assunte nella progettazione:

– Modulo elastico $E = 210\ 000\ N/mm^2$;

– Modulo di taglio $G = E/[2(1+\nu)]\ N/mm^2$;
– Rapporto di Poisson $\nu = 0,3$;

– Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ per ^0C;

– Densità $\rho = 7850\ kg/m^3$.

7.1.4 Acciai per lavorazione a freddo senza proprietà meccaniche garantite

7.1.4.1 Generalità

Per gli acciai appartenenti a questa categoria è possibile svolgere una serie di prove per giustificare i valori da impiegare o utilizzare un valore limite inferiore per il limite di snervamento.

7.1.4.2 Prove aggiuntive sull'acciaio

Le proprietà meccaniche dei materiali di base devono essere determinate in base a prove di trazione svolte secondo quanto indicato al punto A.1.1. I risultati delle prove di trazione devono essere sottoposti a controllo statistico, come al punto 12.3.3.

Durante le procedure seguenti per i rotoli di acciaio:

a) prove per la determinazione delle proprietà meccaniche minime garantite dell'acciaio da utilizzare per la produzione;

b) prove per giustificare l'utilizzo nella progettazione di una tensione di snervamento superiore al valore garantito;

c) prove per dimostrare un'adeguata duttilità;

la frequenza minima di esecuzione delle prove deve prevedere una prova su ogni bobina (dopo il taglio e la laminazione a freddo, se questa è parte del processo). I campioni devono essere presi in direzione longitudinale dalla metà della larghezza verso l'estremità del rotolo.

I risultati delle prove meccaniche devono essere sottoposti ad analisi statistica, secondo quanto indicato al punto 12.3.3, al fine di ottenere i valori caratteristici dello snervamento o del limite di rottura del materiale ai fini progettuali. Quando sono state eseguite almeno 100 prove in un ampio lasso di tempo, quelle che eccedono i 100 e che sono state eseguite precedentemente agli ultimi 12 mesi devono essere eliminate dall'analisi (vedere appendice A).

Le proprietà meccaniche di riferimento per lamiere e profilati sono quelle per acciai non specificati date al punto 7.1.5.

7.1.5 Acciai non sottoposti a prova

Qualora non sia specificato il grado dell'acciaio e se il materiale di base non è disponibile per le prove, devono essere considerati i valori di f_{yb} seguenti:

– Sezioni laminate a caldo 200 N/mm^2;

– Altri acciai 140 N/mm^2.

7.2. Limite di snervamento medio delle sezioni formate a freddo

Quando richiesto, la resistenza media di snervamento (f_{ya}) deve essere determinata per gli elementi come definito nella UNI EN 1993-1-3.

7.3 Selezione speciale del materiale per produzione

Quando una determinata bobina di materiale è selezionata per una particolare applicazione, ad esclusione del materiale scelto per le prove, e la resistenza di progetto richiesta è superiore alla resistenza di progetto nominale per quel materiale, il valore massimo della resistenza di progetto non deve essere maggiore del 90% del valore dato sul rapporto della prova per la bobina.

7.4 Tenacità (resistenza alla frattura fragile)

La frattura fragile del materiale con spessore minore di 6 mm non deve essere presa in considerazione per temperature fino a -35°C per lamiere non lavorate a caldo, come stabilito dalla presente specifica.

La frattura fragile per sezioni laminate a caldo deve essere considerata secondo quanto stabilito dalla UNI EN 10025.

Per gli acciai non sottoposti a prova di cui al punto 7.1.5, il citato limite di 6 mm deve essere ridotto a 2 mm.

NOTA Ulteriori informazioni in merito all’argomento possono essere trovate nella UNI EN 1993-1-10.

7.5 Tolleranze dimensionali

7.5.1 Generalità

Per profili aperti lavorati a freddo, i limiti di tolleranza per le sezioni e le membrature sono in conformità alla UNI EN 10162.

Per profilati a caldo, i limiti di tolleranza delle sezioni e le membrature sono in conformità alla UNI EN 10024 e alla UNI EN 10034.

Le tolleranze dimensionali e di massa dei profilati di acciaio laminato, i profilati strutturali cavi e i piatti devono rispettare le relative norme di prodotto, a meno che non siano specificate tolleranze più severe.

Per l’analisi strutturale e il progetto si tiene conto dei valori nominali delle dimensioni.

7.5.2 Spessore del materiale

7.5.2.1 Sezioni lavorate a freddo

Le regole di progettazione fornite nella presente norma si riferiscono solo agli spessori seguenti del nucleo t_c, esclusi i rivestimenti, se non altrimenti specificato, dove:

$0{,}5 \leq t_c \leq 15{,}0$ mm

L’utilizzo di acciai più sottili non è vietato, ma se ne deve calcolare la capacità portante mediante prove idonee. Se si utilizzano componenti con acciai più di spessore maggiore, devono essere progettati in

conformità alla UNI EN 1993-1-3.

7.5.2.2 Sezioni laminate a caldo

Le regole di progettazione devono essere conformi alla UNI EN 1993-1-1.

7.5.3 Tolleranze di spessore

7.5.3.1 Sezioni lavorate a freddo

Per materiali con rivestimento metallico applicato per immersione a caldo in continuo con spessori nominali ≤1,5 mm forniti con le tolleranze speciali ristrette date nella UNI EN 10143, lo spessore di progetto t è pari allo spessore nominale del nucleo t_c.

In caso di lamiere e nastri rivestiti per immersione a caldo in continuo conformi alla UNI EN 10147, lo spessore t_c del nucleo è dato nella UNI EN 1993-1-3.

NOTA: Lo spessore della zincatura di solito è un totale di 0,04 mm per 275 g/m^2.

7.5.3.2 Profilati laminati a caldo

Le regole di progettazione date per gli elementi lavorati a caldo devono essere in conformità con la UNI EN 10024 e la UNI EN 10034.

7.5.4 Larghezza e profondità di un profilo

7.5.4.1 Profilati lavorati a freddo

La larghezza e la profondità degli elementi piani di un profilo devono rispettare i requisiti dati nei prospetti 3 e 4.

Prospetto 3 — Tolleranze sulla larghezza bo degli elementi piani irrigiditi - Dimensioni in millimetri

Spessore t	$b_o \leq 50$	$50 < b_o \leq 100$	$100 < b_o \leq 220$
t < 3,0	± 0,75	± 1,00	± 1,00
3,0 ≤ t < 5,0	± 1,00	± 1,00	± 1,25
5,0 ≤ t ≤ 15,0	± 1,00	± 1,25	± 1,50

Prospetto 4 — Tolleranze sulla larghezza b_o degli elementi piani non irrigiditi - Dimensioni in millimetri

Spessore t	$b_o \leq 40$	$40 < b_o \leq 80$	$80 < b_o \leq 120$
t < 3,0	± 1,20	± 1,50	± 1,50
3,0 ≤ t < 5,0	± 1,50	± 1,50	± 2,00
5,0 ≤ t ≤ 15,0	± 2,00	± 2,00	± 2,00

7.5.4.2 Profilati laminati a caldo

La larghezza e la profondità degli elementi piani di un profilato devono essere in conformità alla UNI EN 10024 e la UNI EN 10034.

7.5.5 Rettilineità degli elementi

7.5.5.1 Profilati lavorati a freddo

La deviazione massima iniziale di un elemento dalla linea retta deve essere minore di 1/400 della lunghezza dell'elemento misurata tra le due estremità.

7.5.5.2 Profilati laminati a caldo

La linearità di un elemento deve essere in conformità alla UNI EN 10024 e alla UNI EN 10034.

7.5.6 Torsione

7.5.6.1 Profilati lavorati a freddo

La torsione iniziale di un elemento "come installato" deve essere minore di 1° al metro per sezioni simmetriche e 1,5° al metro per sezioni asimmetriche.

7.5.6.2 Profilati laminati a caldo

La torsione di un elemento deve essere in conformità alla UNI EN 10024 e alla UNI EN 10034.

7.5.7 Tolleranze relative alla progettazione e all'assemblaggio

7.5.7.1 Generalità

Tutte le tolleranze sono definite nella situazione "come costruito" prima della messa in esercizio della scaffalatura. La deformazione sotto carico deve essere misurata dopo l'applicazione del primo carico.

7.5.7.2 Verticalità

Il fuori piombo massimo di una qualsiasi colonna in qualsiasi direzione deve essere pari ad H/350 (H è l'altezza dell'ultimo livello di carico), misurato in condizione di scaffalatura scarica immediatamente dopo l'installazione.

Se il progettista specifica un’imperfezione di fuori piombo iniziale minore di H/350, il processo di installazione deve essere controllato al fine di garantire che i presupposti di progetto siano rispettati.

NOTA Il fuori piombo massimo è un’imperfezione della struttura che influenza il progetto.

7.8 Durabilità

Al fine di garantire la durabilità della struttura nelle condizioni di utilizzo e per l’intera durata della vita utile dell’impianto, il progetto deve tenere conto dei fattori seguenti:

a) l’ambiente;
b) il grado di esposizione;
c) la forma degli elementi ed particolari strutturali;
d) la possibilità di effettuare interventi di manutenzione sui rivestimenti protettivi.

Quando si collegano elementi realizzati con materiali diversi, occorre prevenire la corrosione dovuta al contatto tra metalli differenti.

NOTA: I normali rivestimenti protettivi dovrebbero garantire la protezione per almeno 10 anni in ambienti interni asciutti, tranne in caso di danni dovuti a collisioni o uso improprio. In caso di utilizzo all’esterno o in condizioni corrosive, si effettueranno trattamenti speciali.

8 Analisi strutturale

8.1 Modellazione strutturale ed ipotesi di base

Il modello di calcolo e le ipotesi di base per la modellazione e le verifiche devono riflettere il comportamento strutturale allo stato limite considerato con un’accuratezza appropriata e devono riprodurre il tipo di comportamento atteso per le sezioni, gli elementi ed i collegamenti.

Il metodo utilizzato per l’analisi deve essere coerente con le assunzioni di base del progetto.

8.2 Calcolo delle proprietà sezionali

8.2.1 Generalità

Per comuni profili laminati in acciaio, le caratteristiche delle sezioni sono normalmente fornite dal produttore. Per profili particolari o realizzati per piegatura a freddo di lamiere, le caratteristiche geometriche e statiche delle sezioni devono essere determinate.
Di seguito si fa riferimento ai gruppi di proprietà sezionali qui sotto definiti.

- Le proprietà delle sezioni lorde corrispondono alle caratteristiche geometriche delle sezioni calcolate senza applicare riduzioni per effetto dei fori o di fenomeni di instabilità locale. Le proprietà delle sezioni lorde sono generalmente utilizzate nell’analisi strutturale globale per determinare le azioni interne e le deformazioni.

- Le proprietà delle sezioni minime corrispondono alle caratteristiche geometriche del profilo forato, ottenute applicando al profilo lordo la massima riduzione per effetto dei fori, come definito nel punto 8.2.3.
- Le proprietà delle sezioni efficaci corrispondono alle caratteristiche ridotte del profilo considerando i fenomeni di instabilità locale.

8.2.2 Effetto dei raggi di curvatura

Le proprietà seguenti delle sezioni possono essere determinate assumendo che gli angoli del profilo siano acuti, senza riduzioni dovute ai fori o alle lunghezze efficaci dei lati del profilo compresso:

- I_T = costante torsionale di Saint Venant della sezione lorda;
- I_w = costante d'ingobbamento della sezione lorda;
- γ_o = distanza lungo l'asse y dal centro di taglio al baricentro della sezione lorda;
- i_y,i_z = raggi giratori d'inerzia della sezione lorda rispettivamente attorno agli assi y e z;
- i_o = raggio polare della sezione lorda attorno al centro di taglio.

L'influenza di spigoli arrotondati su tutte le altre proprietà sezionali deve essere calcolata in conformità al punto 5.1 della UNI EN 1993-1-3:2006.

8.2.3 Effetto dei fori

L'effetto dei fori deve essere tenuto in considerazione nei calcoli.
E' possibile determinare tali parametri attraverso prove sperimentali.

8.2.4 Effetto della distorsione della sezione

Gli elementi compressi realizzati con profili aperti sono soggetti a 3 modi di instabilità, che sono, in ordine di lunghezza d'onda (vedere UNI EN 1993-1-3):

- instabilità locale;
- instabilità distorsionale;
- instabilità latero-torsionale.

NOTA Per elementi di lunghezza efficace intermedia, come generalmente avviene nei profili aperti in parete sottile, il modo d'instabilità critico è quello distorsionale. Tuttavia le sezioni aperte sono raramente utilizzate nelle scaffalature cantilever.

Se la colonna è realizzata con un profilo aperto perforato in continuo, la sua resistenza rispetto all'instabiltià distorsionale deve essere deteminata in conformità alle prescrizioni della UNI EN 15512.

8.2.5 Effetto dell'instabilità locale

Elementi in parete sottile compressi sono soggetti ad instabilità locale. Nel calcolo della capacità portante e della rigidezza, l'effetto dell'instabilità locale deve essere preso in considerazione utilizzando le proprietà della sezione efficace, determinate in base alle lunghezze efficaci dei lati del profilo compresso.

Le proprietà efficaci della sezione sono utilizzate nei calcoli di resistenza e devono essere determinate in conformità alla UNI EN 1993-1-3 o attraverso prove di compressione su colonne tozze secondo il punto A.2.1.
Elementi compressi non forati possono essere assunti come completamente efficaci se il rapporto tra larghezza e spessore soddisfa i limiti seguenti:

- elementi vincolati ai due estremi;

$$\frac{b_p}{t} \le 1{,}28\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (11)$$

— elementi con un solo estremo vincolato;

$$\frac{b_p}{t} \le 0{,}42\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (12)$$

Le equazioni 11 e 12 sono valide per sezioni soggette a compressione costante; i valori secondo la UNI EN 1993 possono essere applicati in caso di distribuzione degli sforzi non uniforme, come avviene nel caso di sezioni soggette ad una combinazione di sforzi di compressione e flessione.

L'instabilità locale non deve essere considerata per elementi uniformemente compressi, con valori di b_p/t inferiori ai limiti del prospetto 5.

Prospetto 5 — Valori limite di bp/t per diversi valori di fy

f_y (N/mm^2)	Valori limite di b_p/t	
	Due estremi vincolati	Un solo estremo vincolato
220	39.5	13
235	38	12.5
250	36.5	12
275	35	11.5
280	35	11
320	32	10.5
350	31	10
355	31	10
360	30	10
400	29	9
420	28	9
460	27	9
500	26	8

8.3 Bracci

8.3.1 Generalità

Quando significativo, il progetto di elementi di scaffalature formati a freddo e soggetti a flessione, deve tenere in considerazione i fenomeni seguenti:

— instabilità locale;

— instbilità d'anima;

— instabilità laterale;

— comportamento anelastico;

- ingobbamento delle flange;
- torsione.

NOTA 1 I bracci del cantilever realizzati con sezioni aperte in cui il piano di flessione non è un piano di simmetria, sono soggetti ad una combinazione di flessione e torsione e sono anche particolarmente soggetti all'instabilità laterale. Per calcolare la resistenza e rigidezza di tali bracci è possibile utilizzare metodi agli elementi finiti; ma nei casi in cui i suddetti fenomeni non possono essere trattati analiticamente, sono meglio determinati attraverso prove (vedere punto A.2.10).

NOTA 2 Per i bracci di lunghezza relativamente lunga e con un rapporto altezza /larghezza relativamente elevato, si dovrebbe dimostrare la stabilità a torsione, in particolare sotto le normali operazioni di carico e scarico. Dovrebbe essere considerato il fenomeno degli spostamenti laterali incrementali.

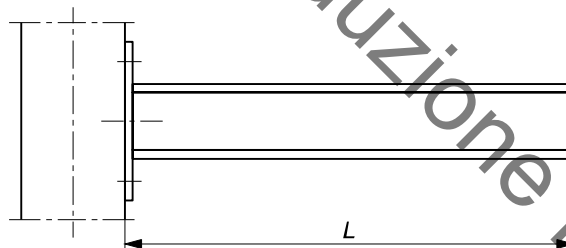
8.3.2 Momento resistente di elementi non soggetti a instabilità latero-torsionale

Il momento resistente di bracci non soggetti a instabilità latero-torsionale deve essere calcolato in conformità al punto 6.2.5 della UNI EN 1993 -1-1: 2005, o al punto 6.1.4 della UNI EN 1993-1-3: 2006, in base alle caratteristiche della sezione del braccio.

8.4 Progetto dei bracci

8.4.1 Generalità

La lunghezza del braccio può essere considerata come la distanza tra il lato esterno della colonna e l'estremità del braccio (figura 11).

Figura 11 – Lunghezza del braccio

I bracci devono essere progettati allo stato limite ultimo e di servizio, come segue:

a) Stato limite ultimo.

I bracci devono soddisfare i requisiti dei punti 8.5 e 8.6 quando sono soggetti ai carichi definiti nel punto 8.4.2.

b) Stato limite di servizio

I limiti di deformazione sono definiti nel punto 10.2.2.

8.4.2 Carichi sui bracci

8.4.2.1 Generalità

Se non altrimenti specificato, il carico sui bracci deve essere ricavato dal peso per unità di volume delle

merci immagazzinate o dal peso delle singole unità di carico; deve essere specificamente determinato per ogni progetto in accordo con l'utilizzatore finale.

Il carico sui bracci è influenzato da:

- la rigidezza flessionale del braccio;
- la rigidezza rotazionale del collegamento braccio – colonna;
- la rotazione della colonna all'altezza del braccio considerato;
- la rigidezza flessionale dell'unità di carico stessa;
- il numero di bracci su cui l'unità di carico si ripartisce.

Questi fattori possono essere considerati applicando un metodo di valutazione dei carichi "preciso" o un metodo "semplificato".

Per applicare il metodo preciso è necessario conoscere la rigidezza flessionale delle unità di carico ed il numero di bracci su cui appoggiano; altrimenti si deve utilizzare il metodo semplificato.

Se si utilizza il metodo preciso, l'utilizzatore deve essere adeguatamente informato sulle limitazioni d'impiego del sistema.

Quando le caratteristiche precise del carico non sono definite, un fattore di continuità pari ad 1.15 deve essere applicato al carico di base per determinare il carico caratteristico sul braccio.
Quando è nota la lunghezza dell'unità di carico rispetto alla posizione delle colonne, si può fare riferimento al prospetto 6.

8.4.2.2 Determinazione del carico iniziale

Il carico iniziale per braccio può essere calcolato come descritto nel seguito.

Carico iniziale per braccio = $Q_{in} = \rho\, LhA$

Dove:
ρ = densità delle merci immagazzinate;
L = dimensione maggiore tra la lunghezza del braccio e la lunghezza del carico in direzione trasversale;
H = massima altezza dell'unità di carico;
A = interasse tra le colonne (direzione longitudinale).

In alternativa, quando sono note le caratteristiche precise dell'unità di carico, si può procedere come segue:
$Q_{in} = Q_u / n_a$
Dove
Q_u = peso dell'unità di carico;
n_a = numero di bracci che supportano un'unità di carico.

NOTA: Nella presente formulazione si assume che le colonne siano installate ad interasse costante. In caso contrario il valore di Q_{in} dovrebbe essere valutato coerentemente.

Inoltre si deve considerare l'effettiva posizione del baricentro dell'unità di carico rispetto alla lunghezza del braccio.

Il carico sul braccio deve essere determinato considerando la posizione più svantaggiosa dell'unità di carico in entrambe le direzioni.

Per esempio, se in direzione longitudinale la geometria di un carico che si ritiene sia supportato da 3 bracci è tale per cui in realtà esso può essere supportato solo da 2 bracci, allora il progetto dei bracci si deve basare sull'ipotesi che il peso dell'unità di carico sia suddiviso solo su 2 bracci (vedere figura 12). Per altre situazioni

vedere appendice D.

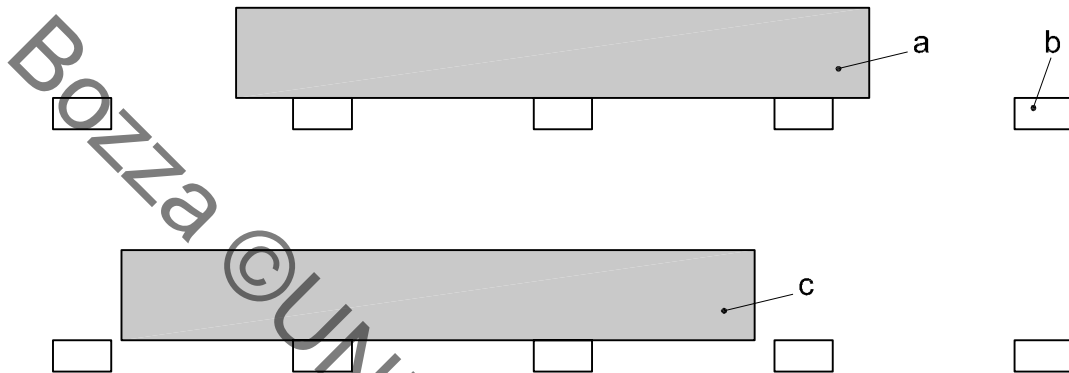
NOTA: Questo requisito non dovrebbe essere applicato nel progetto delle colonne se ci sono almento 2 bracci in altezza. Questo requisito può anche essere trascurato nel caso in cui il carico sia supportato da 5 o più bracci.

Inoltre, nella valutazione della distribuzione dei carichi sui bracci si deve considerare anche la rigidezza delle unità di carico (vedere appendice D).

In direzione trasversale, la posizione del baricentro del carico sul braccio deve essere considerata in modo appropriato (vedere per esempio punto D.7).

Legenda

a posizione corretta del carico
b braccio
c posizione peggiore del carico

Figura 12 – Effetto delle tolleranze di posizionamento del carico sui bracci

8.4.2.3 Determinazione dei fattori di continuità

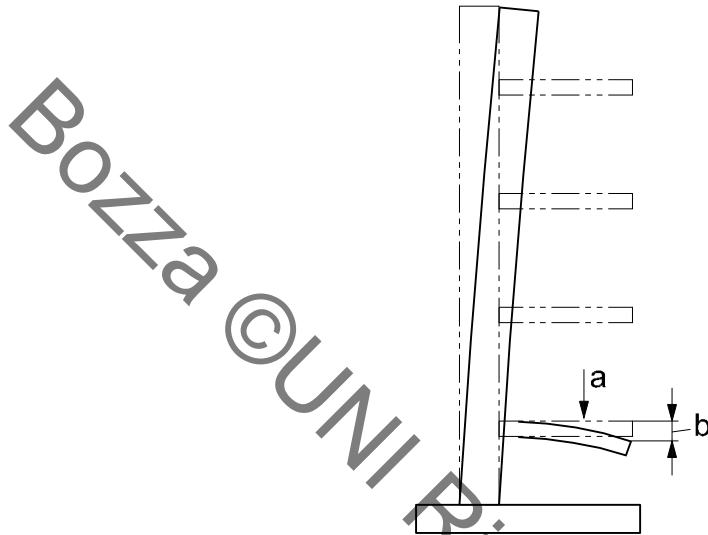
Nel caso in cui il carico (che può essere costituito da numerose unità di carico) sia posizionato su più di due bracci, il progettista deve modificare il carico iniziale per braccio secondo la condizione a) o b) sotto illustrata.

NOTA: Questo incremento può essere trascurato nella combinazione con il carico di posizionamento verticale Q_{pv}.

a) Metodo “preciso”
Se la rigidezza delle merci che costituiscono le unità di carico è nota, può essere applicata la procedura seguente:

1. Si determina la rigidezza del sistema cantilever applicando un carico verticale virtuale in corrispondenza del baricentro del carico sul braccio come mostrato in figura 13.

Legenda
a Carico virtuale F_v nel baricentro dell'unità di carico
b abbassamento δ_y del braccio dovuto al carico F_v, in corrispondenza del punto di applicazione di F_v

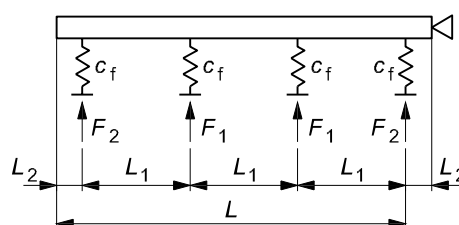
Figura 13 - Carico virtuale applicato nel baricentro dell'unità di carico

Rigidezza elastica $K_{dvirtuale} = F_v / \delta_y$

NOTA: L'utilizzo di una molla di rigidezza maggiore è a favore di sicurezza. Pertanto è permesso determinare la rigidezza $K_{virtuale}$ per il livello di carico più basso e utilizzare lo stesso valore per i livelli di carico più in alto.

2. Si determina la massima reazione all'attacco del braccio.
   Il carico (di rigidezza nota) è sostenuto da molle traslazionali con rigidezza determinata al punto 1.
   Si calcolano le reazioni dovute ad un carico virtuale in direzione longitudinale q_m.
   Il fattore di continuità può essere calcolato in base alle reazioni vincolari. Vedere figura 14.
   Il carico caratteristico sul braccio è il massimo tra le reazioni vincolari calcolate.

Legenda

k_1, k_2 = fattori di continuità

Figura 14 - Modello delle reazioni vincolari

b) Metodo semplificato
Come alternativa al metodo preciso descritto al punto a) o se la rigidezza delle unità di carico da immagazzinare non è nota, devono essere utilizzati i fattori di carico dati nel prospetto 6 per determinare il carico per braccio:

Prospetto 6 Fattori di carico

	Minimo numero di bracci che sostengono un'unità di carico		
	3	4	5 o più
Fattore di continuità k	1.15	1.10	1.05

8.4.2.4 Carico caratteristico sul braccio

Nella progettazione deve essere assunto un carico caratteristico per braccio pari a k_{max} x Q_{in}.
Quando si applica il metodo preciso, il carico caratteristico è determinato in conformità al punto 8.4.2.3 a).

8.4.3 Momenti flettenti di progetto per i bracci

Il momento di progetto del braccio deve essere determinato direttamente dai risultati dell'analisi per la combinazione di carico di progetto.

8.4.4 Taglio di progetto per i bracci

L'azione di taglio di progetto deve essere ottenuta dall'analisi.

8.4.5 Deformazione del braccio

8.4.5.1 Generalità

Nello stato limite di servizio, lo spostamento massimo di qualsiasi braccio deve essere ottenuto dall'analisi che tenga in considerazione la peggiore e più realistica combinazione e distribuzione dei carichi di servizio.

8.4.5.2 Deformazione relativa del braccio

La deformazione propria dell'estremità del braccio indipendente dalla colonna, nella condizione di scaffalatura a pieno carico (se bifronte, il carico deve essere considerato solo su un lato), non deve superare i limiti definti nel punto 10.2.2. Lo spostamento deve essere misurato all'estremità, come mostrato in figura 15.

Devono inoltre essere considerati i fattori seguenti:

1 Rigidezza della connessione braccio – colonna;

2 Flessione del braccio.

NOTA: Se non sono state svolte prove sperimentali, la rigidezza del collegamento del braccio alla colonna può essere stabilita tramite analisi (vedere per esempio UNI EN 1993-1-8).

8.4.5.2 Deformazione globale del braccio

Si raccomanda che la deformazione totale del braccio dipendente dalla colonna, nella condizione di scaffalatura a pieno carico (se bifronte, il carico deve essere considerato solo su un lato), non scenda sotto il livello orizzontale. Lo spostamento deve essere misurato all'estremità, come mostrato in figura 15.

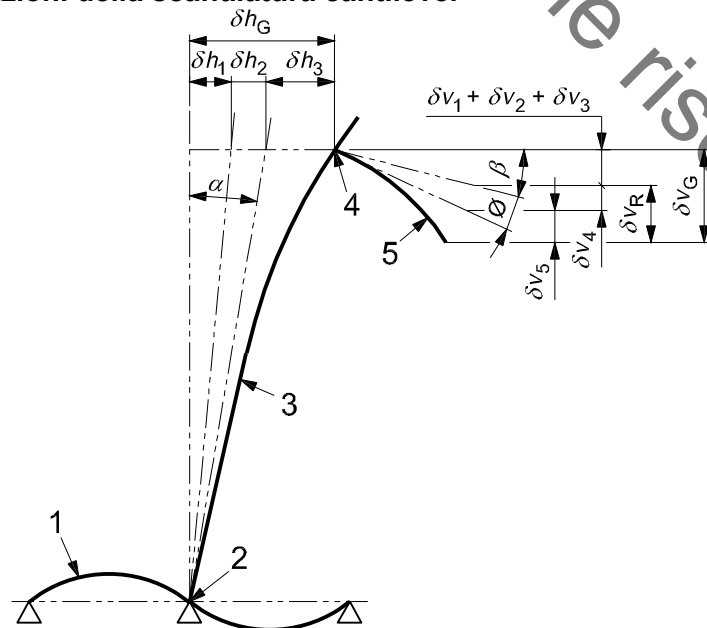
NOTA: Questo è un requisito di sicurezza per evitare che carichi instabili rotolino e si accumulino all'estremità del braccio, causando difficoltà nelle operazioni di prelievo e causando problemi di sovraccarico al braccio.

Devono inoltre essere considerati i fattori seguenti:

1. Flessione della base;
2. Rigidezza della connessione base – colonna;
3. Flessione della colonna;
4. Rigidezza della connessione braccio – colonna;
5. Flessione del braccio.

Legenda

1	flessione della base
2	rotazione del collegamento base – colonna
3	flessione della colonna
4	rotazione del collegamento braccio – colonna
5	flessione del braccio
δh_G	spostamento orizzontale globale della colonna
δv_R	spostamento verticale relativo del braccio
δv_G	spostamento verticale globale del braccio
δh_1	spostamento orizzontale della colonna dovuto alla flessione della base
δh_2	spostamento orizzontale della colonna dovuto alla rotazione del collegamento base-colonna
δh_3	spostamento orizzontale della colonna dovuto alla flessione della colonna
δv_4	spostamento verticale del braccio dovuto alla rotazione del collegamento braccio-colonna
δv_5	spostamento verticale del braccio dovuto alla flessione propria del braccio
α	rotazione della colonna dovuta alla deformazione della base ed alla rotazione del collegamento di base
β	rotazione del braccio dovuto alla flessione della colonna
Φ	rotazione del braccio dovuto alla rotazione del collegamento braccio - colonna

Figura 15 – Deformazioni della scaffalatura cantilever

8.4.6 Resistenza di progetto rispetto all'imbozzamento d'anima

Il progetto dei bracci rispetto al fenomeno di imbozzamento d'anima dovuto ad un carico locale o ad una reazione vincolare deve essere condotto in accordo con le indicazioni date nella UNI EN 1993-1-1 o nella UNI EN 1993-1-3, in base alle caratteristiche della sezione.

8.4.7 Resistenza di progetto rispetto alle forze di taglio

Il progetto dei bracci rispetto alle forze di taglio deve essere condotto in conformità alle indicazioni date nella UNI EN 1993-1-1 o nella UNI EN 1993-1-3, in base alle caratteristiche della sezione.

8.4.8 Combinazione di taglio, azione assiale e momento flettente

Il progetto dei bracci rispetto alla combinazione di taglio, azione assiale e momento flettente deve essere condotto in accordo con le indicazioni date nella UNI EN 1993-1-1 o nella UNI EN 1993-1-3, in base alle caratteristiche della sezione.

8.4.9 Combinazione di momento flettente e imbozzamento d'anima

Il progetto dei bracci rispetto alla combinazione di momento flettente e imbozzamento del pannello d'anima deve essere condotto in conformità alle indicazioni date nella UNI EN 1993-1-1 o nella UNI EN 1993-1-3, in base alle caratteristiche della sezione.

8.4.10 Torsione

La torsione primaria deve essere considerata nelle situazioni seguenti:

- Quando la sezione del braccio è monosimmetrica rispetto all'asse orizzontale, per esempio in sezioni ad U (vedere figura 15-b)
- Quando la sezione del braccio è simmetrica rispetto all'asse verticale e l'abbassamento dell'unità di carico produce un'eccentricità del carico rispetto all'asse di mezzeria verticale del braccio (vedere figure D2 e D3).

La torsione secondaria (instabilità latero-torsionale) deve essere considerata in funzione della forma della sezione. Le sezioni tubolari snelle o le sezioni ad I possono essere sensibili all'instabilità flessionale globale.

Nella verifica rispetto all'instabilità è permesso considerare gli effetti di vincolo delle unità di carico, solo se le proprietà delle unità di carico non cambiano nel tempo ed è noto il minimo effetto di vincolo che l'unità di carico può offrire. L'effetto di vincolo utilizzato per determinare la capacità portante del braccio deve essere determinato tramite prove a meno che non si possa dimostrare con metodi analitici. In tal caso, i tipi di unità di carico che si possono utilizzare devono essere specificate nelle istruzioni d'uso della scaffalatura.

Quando nascono effetti torcenti, il progetto deve essere svolto attraverso calcoli in conformità alla UNI EN 1993-1-1 o alla UNI EN 1993-1-3 in base alle caratteristiche delle sezioni, o attraverso altri metodi analitici. Vedere appendice D per indicazioni sull'instabilità latero torsionale di sezioni ad I laminate a caldo.

Nelle figure 15a/b e 16a/b sono rappresentati esempi di sezioni per le quali generalmente gli effetti torcenti possono essere o non essere critici.

Figura 15-a – Esempi di bracci per cui l'instabilità primaria non è critica

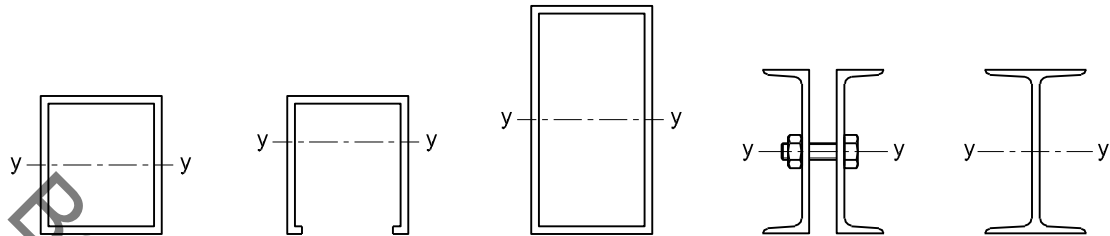



Figura 15-b – Esempi di bracci per cui l'instabilità primaria è critica

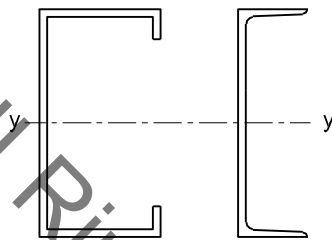



Figura 16-a – Esempi di bracci per cui l'instabilità latero-torsionale non è critica
(se rapporto altezza / larghezza sufficientemente piccolo relativamente alla lunghezza della trave)

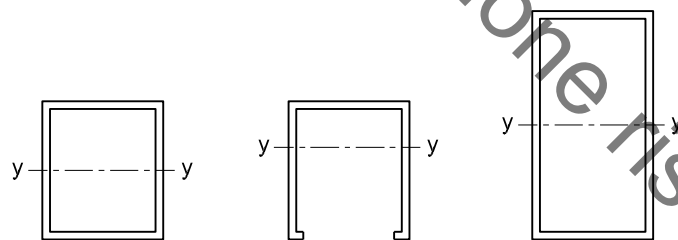
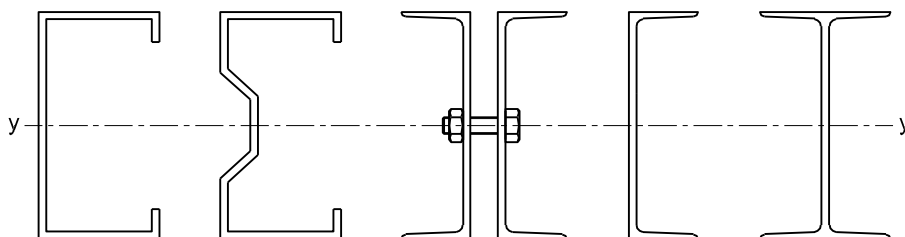



Figura 16-b - Esempi di bracci per cui l'instabilità latero-torsionale può essere critica

8.5 Progetto dei connettori dei bracci

8.5.1 Generalità

Allo stato limite ultimo, i connettori dei bracci devono soddisfare le condizioni seguenti. Le resistenze possono essere determinate tramite prove sperimentali (vedere appendice A) o tramite calcoli svolti in conformità alla UNI EN 1993-1-8.

— Il momento flettente di progetto non deve superare la resistenza a flessione di progetto del connettore.

— L'azione di taglio di progetto non deve superare la resistenza a taglio del connettore.

8.5.2 Momento flettente di progetto del connettore

Il momento flettente di progetto del connettore può essere ottenuto direttamente dall'analisi.

Il progetto del connettore può essere basato sul momento flettente calcolato all'estremità della colonna piuttosto che in corrispondenza della linea d'asse.

8.6 Sganciamento accidentale dei bracci

Nelle scaffalature cantilever i connettori dei bracci devono prevenire lo sganciamento nel caso in cui il braccio sia soggetto ad un'azione verticale verso l'alto, applicata accidentalmente dal sistema di carico delle merci. Il collegamento deve essere progettato rispetto all'azione verticale, considerata come sovraccarico accidentale, definita nel punto 5.4.2.

8.7 Elementi compressi

8.7.1 Sezioni rastremate

Gli elementi compressi possono essere rastemati o non rastremati.

8.7.2 Elementi compressi non forati

Elementi compressi non forati devono essere progettati o attraverso calcoli o attraverso prove come descritto nel presente documento.

8.7.3 Elementi compressi forati

Il progetto di elementi forati compressi deve tenere in debita considerazione la presenza di forature regolari. Si propongono due procedure:

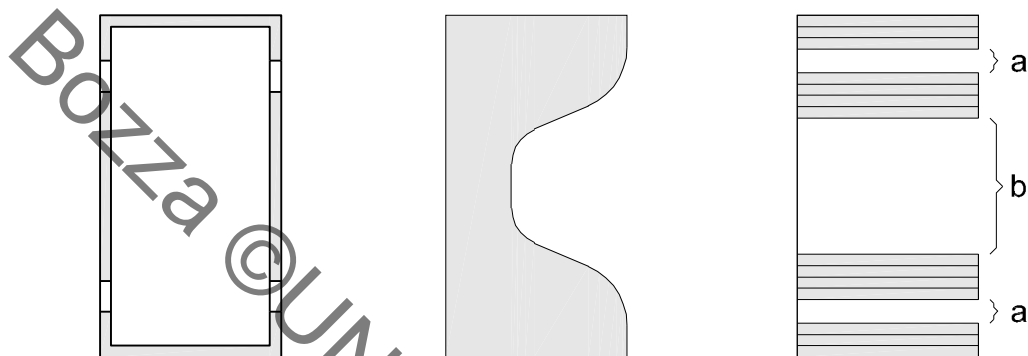
a) Progetto attraverso prove in in conformità al punto A.2.1 per determinare l'area efficace A_{eff}

b) Progetto attraverso una procedura completamente teorica che tenga conto delle forature all'interno dell'area efficace della sezione (figura 17) . Vedere UNI EN 1993-1-3.

Legenda

a area non efficace dovuta ai fori

b area non efficace dovuta ad instabilità locale

Figura 17 – Esempio di sezione efficace di una colonna caricata assialmente

8.7.4 Verifica della sezione

Nella condizione di compressione uniforme, deve essere verificata la condizione seguente:

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd} \tag{25}$$

Dove:

N_{Sd} = azione di compressione dovuta ai carichi di progetto

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y A_{eff}}{\gamma_M}$$

A_{eff} = area efficace della sezione soggetta a compressione uniforme

γ_M in conformità al punto 7.5.

Nel progetto della colonna non è necessario tenere conto dello spostamento del baricentro dell'area efficace rispetto al baricentro della sezione lorda.

8.7.5 Resistenza di progetto rispetto all'instabilità flessionale

8.7.5.1 Generalità

La resistenza di progetto all'instabilità $N_{b,Rd}$ deve essere calcolata come segue:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_M} = \chi N_{c,Rd} \tag{26}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad e\ \chi \leq 1 \tag{27}$$

$$\phi = 0,5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \tag{28}$$

Dove

f_y = valore caratteristico del limite di snervamento in conformità al punto 7.1

A_g = area lorda della sezione

A_{eff} = area efficace della sezione (in compressione uniforme con tensione = f_y)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}\ f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1}\sqrt{\beta_1} \tag{29}$$

N_{cr} = carico assiale critico per instabilità flessionale della sezione

$$\beta_1 = \frac{A_{eff}}{A_g}$$

λ = snellezza per il modo d'instabilità considerato = ℓ / i_g

($\lambda_y = \ell_y / i_{g,y}$ oppure $\lambda_z = \ell_z / i_{g,z}$)

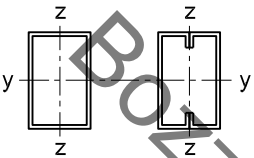
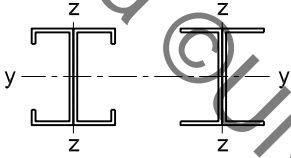
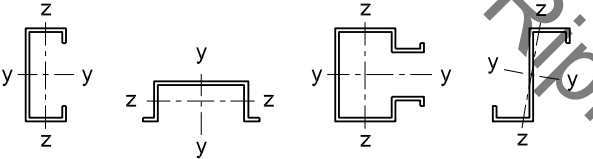
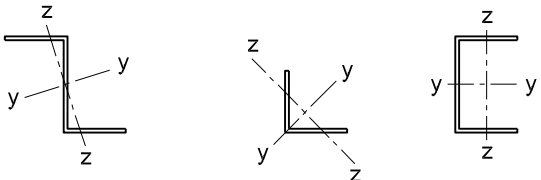
$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

ℓ = snellezza secondo 8.7.5.3.

i_g = raggio giratore della sezione lorda attorno all'asse considerato

α = fattore d'imperfezione da determinare secondo il punto 8.7.5.2.

8.7.5.2 Curve d'instabilità

In base al tipo di sezione ed al piano d'instabilità sono disponibili 4 curve (relazioni tra il carico di progetto e la snellezza). Ciascuna curva d'instabilità è associata ad un valore del fattore d'imperfezione α dato nel prospetto 7.

Prospetto 7 — Fattori d'imperfezione

Curva d'instabilità Fattore d'imperfezione α	a_0 0,13	a 0,21	b 0,34	c 0,49

La curva d'instabilità appropriata per una particolare sezione deve essere determinata dal prospetto 8.

Prospetto 8 — Fattore d'imperfezione α per diversi tipi di sezioni formate a freddo

Tipo di sezione		Instabilità attorno a	
		y - y	z - z
	Se si usa f_{yb}	α = 0,34	α = 0,34
	Se si usa f_{ya}	α = 0,49	α = 0,49
		α = 0,21	α = 0,34
		α = 0,34	α = 0,34
		α = 0,49	α = 0,49
NOTA Per altri tipi di sezioni non mostrati in tabella, α può essere scelto in corrispondenza alla sezione più simile.			

Profili con sezioni chiuse possono essere verificati utilizzando in alternativa:

a) il limite di snervamento di base f_{yb} del foglio di materiale metallico dal quale il profilo è realizzato per formatura a freddo, secondo la curva b;

b) il limite di snervamento medio f_{ya} del profilo dopo la formatura a freddo, determinato secondo la definizione data nel punto 7.2 con la curva di stabilità c.

8.7.5.3 Lunghezza di libera inflessione

La lunghezza di libera inflessione ℓ di un elemento appartenente ad un sistema strutturale deve essere determinata come la lunghezza di una colonna con medesima sezione trasversale e con entrambe le estremità incernierate, che ha lo stesso carico critico Euleriano del sistema considerato.

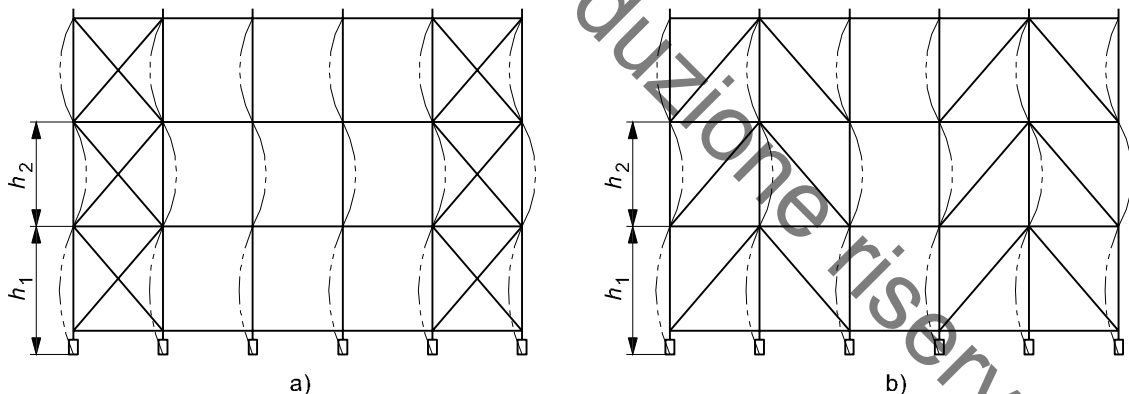
Se le azioni interne nel piano di inflessione dell'elemento sono state determinate con un'analisi del secondo ordine, sono già incrementate con tali effetti e la lunghezza di libera inflessione può essere assunta pari alla lunghezza di sistema.

Per determinare il carico critico elastico della colonna si deve applicare una procedura idonea. Se la lunghezza di libera inflessione non è stata determinata per mezzo di un'analisi globale, i valori del fattore di libera inflessione K devono essere assunti come definite nel seguito:
$\ell = K L$

dove:
L = lunghezza di sistema (per esempio la lunghezza tra i nodi controventati, significativi rispetto al modo d'instabilità considerate).

a) Per ogni elemento con entrambe le estremità fisse rispetto al modo d'instabilità considerato (l'altezza tra due nodi adiacenti in un sistema controventato, vedere h1 e h2 in figura 18);

$K = 1$

Figura 18 – Lunghezza di libera inflessione in direzione longitudinale

b) Per colonne in direzione trasversale.

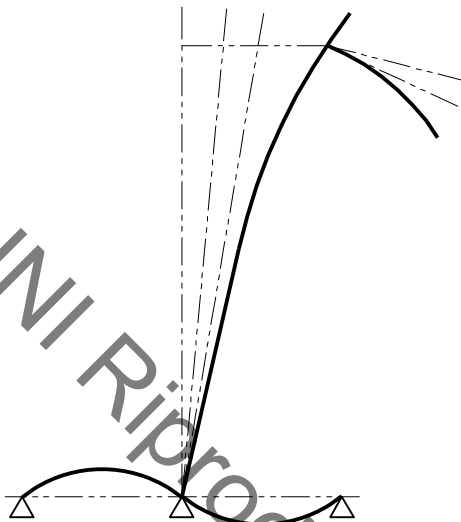
Per determinare la lunghezza efficace della colonna si deve applicare una procedura idonea (figure 19, 20 e 21). Tale procedura deve includere:

- Rigidezza flessionale della base;
- Spessoramento della base;
- Rigidezza rotazionale del collegamento base-colonna;
- Distribuzione dei carichi lungo la colonna.

NOTA 1: E' permesso evitare di considerare il sistema di ancoraggio al pavimento se una colonna bifronte è progettata con una rigidezza flessionale alla base di una colonna monofronte.

NOTA 2: Per colonne rastremate, il momento d’inerzia dovrebbe essere calcolato secondo il metodo proposto da Timoshenko [7]. In alternativa, un metodo semplificato consiste nel considerare il momento d’inerzia della sezione a 2/3 dell’altezza rispetto al livello di carico più alto (vedere misura H in figura 20).

Per collegamenti bullonati con sezioni laminate a caldo, la rigidezza rotazionale del collegamento base – colonna deve essere calcolata secondo la UNI EN 1993-1-8.

Figura 19 – Lunghezza di libera inflessione in direzione trasversale – effetto degli ancoraggi

Per collegamenti saldati con profili laminati a caldo è permesso assumere una rigidezza rotazionale infinita, verificando che ci sia sufficiente rigidezza per prevenire la piegatura delle flange e l’instabilità locale.

Per sezioni formate a freddo, dove le ali della colonna e la sezione di base sono completamente saldate tra loro e l’instabilità d’anima non può verificarsi, è permesso assumere una rigidezza rotazionale infinita.

Per tutti gli altri tipi di collegamenti, è necessario eseguire le prove secondo il punto A.2.4.

La lunghezza di libera inflessione può essere determinata dalle figure 20 e 21 (valide anche per colonne bifronte).

Legenda

L = altezza totale della colonna
c = rigidezza rotazionale base – colonna
n = numero di bracci

Figura 20 – Lunghezza di libera inflessione in funzione del numero di bracci

n=1 *n*=2 *n*=3 *n*=5 *n*=10

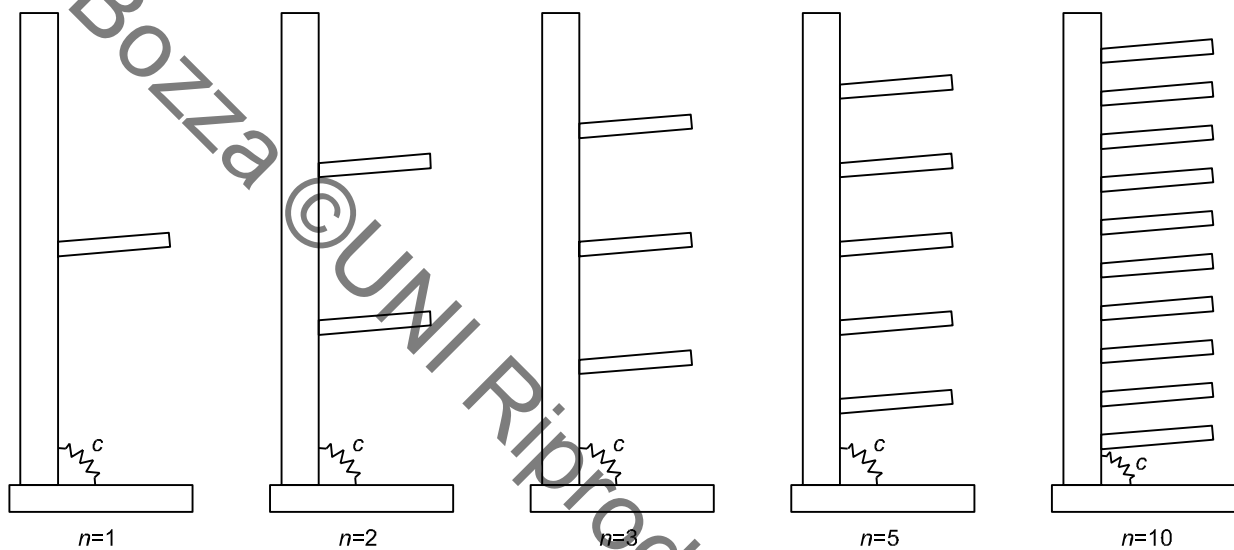
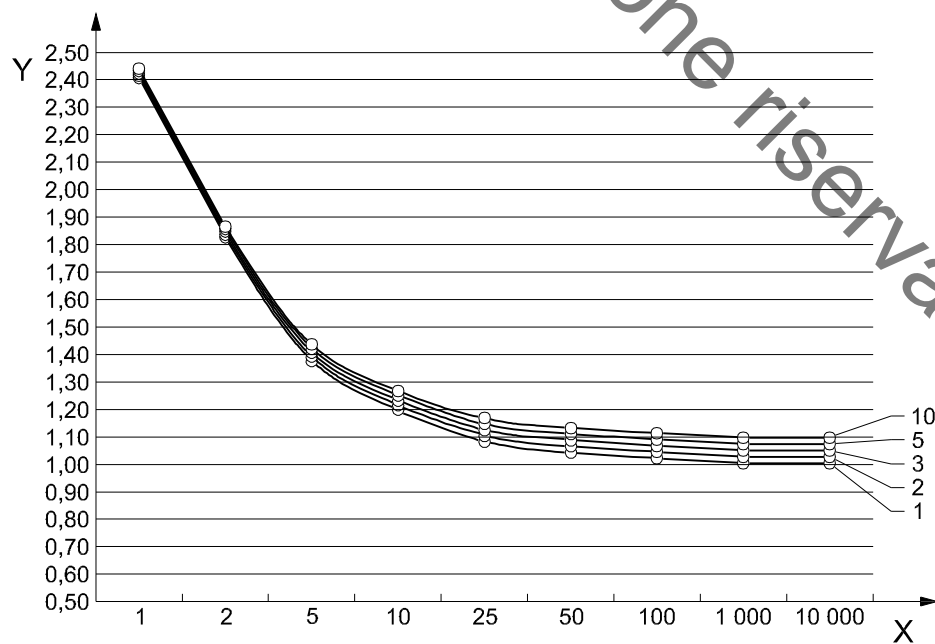



Figura 21 – Curve di libera inflessione

8.7.5.4 Lunghezza di libera inflessione flesso – torsionale

Non è permesso considerare come vincolo torsionale l'attrito tra le unità di carico ed i bracci.

NOTA 1: Ciò è dovuto alla variabilità dell'attrito in funzione del tipo di carico.

Indicazioni sui vincoli torsionali e sui loro effetti sul carico critico flesso-torsionale sono fornite nell'appendice F.

NOTA 2: Si può assumere che sezioni chiuse doppiamente simmetriche con spessore maggiore di 3 mm ed un rapporto profondità:larghezza minore di 4:1 abbiano un sufficiente vincolo torsionale da permettere di ignorare questo fenomeno.

8.7.6. Instabilità torsionale e flesso-torsionale

8.7.6.1 Generale

Oltre alla verifica di stabilità flesso-torsionale, si dovrebbe verificare anche l'instabilità flessionale attorno all'asse debole della sezione.

NOTA: l'instabilità torsionale di solito è critica solo per sezioni aperte simmetriche rispetto ad un punto. Sezioni mono-simmetriche e non simmetriche generalmente sono soggette ad instabilità flesso-torsionale.

8.7.6.2 Resistenza di progetto rispetto all'instabilità torsionale e flesso-torsionale

In condizione di compressione uniforme, deve essere verificata la condizione seguente:

$N_{Sd} \leq N_{cr,T}$
e
$N_{Sd} \leq N_{cr,FT}$

La resistenza a stabilità $N_{b,Rd}$ corrispondente all'instabilità torsionale o flesso torsionale deve essere determinata utilizzando le espressioni date nel punto 8.7.5 sostituendo il minore tra $N_{cr,T}$ o $N_{cr,FT}$ con N_{cr}, dove:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2}\left(G\,I_T + \frac{\pi^2\,E\,I_w}{L_{eT}^2}\right)$$ azione critica per l'instabilità torsionale (30)

$$N_{cr,FT} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta}\left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4\left(\frac{y_o}{i_o}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}}\right] \quad (31)$$

$$con\ \beta = 1 - \left(\frac{y_o}{i_o}\right)^2 \quad (32)$$

dove:

$N_{cr,FT}$ = azione critica per l'instabilità flesso-torsionale;

$N_{cr,y}$ è il carico critico elastico del montante, basato sulla lunghezza di libera inflessione determinata in conformità al punto 8.7.5.3;

A_g = area della sezione lorda;

i_0^2 = $i_y^2 + i_z^2 + y_0^2$

E = modulo di elasticità;

G = modulo di taglio;

B = $1 - (y_0/i_0)^2$

y_o = distanza lungo l'asse y dal centro di taglio al baricentro della sezione lorda (vedere figura 22);

i_y, i_z = raggi giratori d'inerza della sezione lorda rispettivamente attorno all'asse y e z;

I_T = costante torsionale di S. Venant della sezione lorda;

I_w = costante d'ingobbamento della sezione lorda;

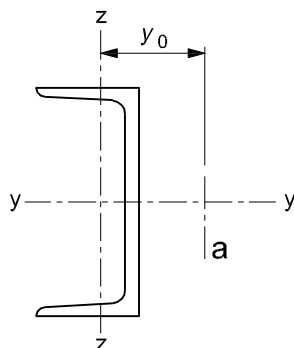
L_{eT} = lunghezza efficace dell'elemento rispetto alla torsione.

A meno che sia giustificata da metodi più rigorosi, deve essere utilizzata la lunghezza di libera inflessione: seguente

L_{eT} = 1,0 × distanza tra due punti nodali controventati dove i collegamenti forniscono un ritegno torsionale completo.

NOTA: Se il controvento longitudinale è bullonato alla colonna attraverso l'anima di un profilo torsionalmente debole, per esempio una sezione ad I, la lunghezza di libera inflessione dovrebbe essere superiore alla lunghezza di sistema.

Legenda
a centro di taglio

Figura 22 – Posizione del centro di taglio

8.7.7 Combinazione di flessione e azione assiale

8.7.7.1 Generale

Tale verifica può essere condotta secondo le indicazioni seguenti o in conformità alla UNI EN 1993 1-1 e alla UNI EN 1993-1-3.

8.7.7.2 Flessione e compressione

Per elementi soggetti a compressione e flessione, deve essere soddisfatta la condizione seguente:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{c,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{c,z,RD}} \leq 1 \qquad (33)$$

dove: N_{Sd}, M_{Sd} derivano dai carichi di progetto e $N_{c,Rd}$ e $M_{c,Rd}$ sono determinati in conformità al punto 8.7.3.

8.7.7.3 Flessione e compressione assiale senza instabilità flesso-torsionale

Gli elementi soggetti all'azione combinata di flessione e compressione devono soddisfare la verifica del punto 8.7.5.1 e la seguente:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{eff} f_y / \gamma_M} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{eff,y} f_y / \gamma_M} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{eff,z} f_y / \gamma_M} \leq 1 \qquad (34)$$

dove:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A_{eff} f_y} \quad con \quad k_y \leq 1{,}5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) \quad con \quad \mu_y \leq 0{,}90$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A_{eff} f_y} \quad con \quad k_z \leq 1{,}5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4) \quad con \quad \mu_z \leq 0{,}90$$

χ_{min} = il minore tra χ_y e χ_z, dove χ_y e χ_z sono i fattori di riduzione dal punto 8.7.4 rispettivamente per gli assi y-y e z- z;

$\beta_{M,y}$ e $\beta_{M,z}$ sono i fattori di momento equivalente uniforme per instabilità (punto 8.7.7.4).

Se gli sforzi risultanti sono ottenuti come risultato di un'analisi del secondo ordine in cui sono applicate le imperfezion globali, k_y e/o k_z sono minori o uguali a 1.

Se gli sforzi risultanti sono ottenuti come risultato di un'analisi del secondo ordine in cui sono applicate le imperfezioni gliobali e locali, χ_y e/o χ_z = 1, purchè non ci siano effetti di instabilità distorsionale.

$W_{eff,y}$ è il modulo flessionale efficace della sezione soggetta a momento flettente attorno all'asse y-y;

$W_{eff,z}$ è il modulo flessionale efficace della sezione soggetta a momento flettente attorno all'asse z-z.

8.7.7.4 Flessione e compressione assiale con instabilità flesso-torsionale

Gli elementi per cui l'instabilità latero-torsionale è un potenziale modo di collasso devono soddisfare la verifica del punto 9.7.7.2 e la seguente

$$\frac{N_{Sd}}{\chi\ min\ A_{eff} f_y / \gamma_M} + \frac{k_{LT}\ M_{y,Sd}}{\chi_{LT}\ W_{eff,y}\ f_y / \gamma_M} + \frac{k_z\ M_{z,Sd}}{W_{eff,z}\ f_y / \gamma_M} \leq 1 \quad (35)$$

dove l'asse y-y è l'asse maggiore e dove

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}\ N_{Sd}}{\chi_z\ A_{eff}\ f_y} \quad con \quad k_{LT} \leq 1 \quad (36)$$

$$\mu_{LT} = 0{,}15\,\bar{\lambda}_z\ \beta_{M,LT} - 0{,}15 \quad con \quad \mu_{LT} \leq 0{,}90 \quad (37)$$

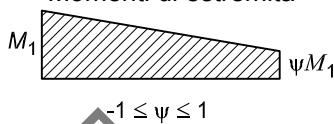
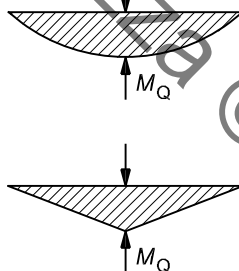
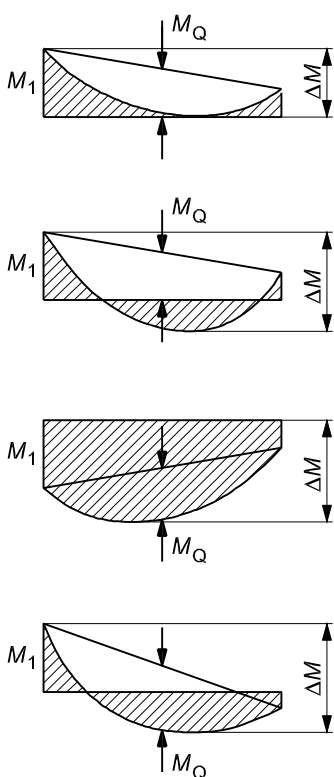
$\beta_{M.LT}$ è il fattore di momento equivalente uniforme per instabilità flesso-torsionale;

k_z, A_{eff}, $W_{eff.y}$ e $W_{eff.z}$ sono definiti nei punti 8.7.4 e 8.7.7.3;

χ_{min} il minore tra χ_y, χ_z (da 8.7.7.3) e i fattori di riduzione corrispondenti ai modi di instabilità flesso-torsionale;

χ_{LT} è il fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale (vedere UNI EN 1993 1-3);

$\bar{\lambda}$ è la snellezza adimensionale. La lunghezza libera d'inflessione può essere assunta pari alla massima distanza verticale dei campi di controvento.

NOTA Colonne realizzate con profili forati mono-simmerici non sono oggetto della presente norma. In caso vedere UNI EN 1993. Per tali colonne, soggette a torsione primaria e secondaria, il progetto dipende dagli elementi che forniscono un vincolo torsionale. Nel modellare tali sistemi si ponga particolare attenzione.

I fattori di momento equivalente uniforme $\beta_{M,y}$, $\beta_{M,z}$ e $\beta_{M,LT}$ devono essere ottenuti in accordo con la forma del diagramma del momento flettente tra due punti controventati (vedere prospetto 9 e prospetto 10).

Prospetto 9 — Fattori di momento equivalente

fattore	momento attorno all'asse	Controvento secondo l'asse
$\beta_{M,y}$	y-y	y-y
$\beta_{M,z}$	z-z	z-z
$\beta_{M,LT}$	y-y	z-z

Prospetto 10 - Fattori di momento equivalente uniforme

Diagramma del momento	Fattore di momento equivalente uniforme β_M
Momenti di estremità M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\,\psi$
Momenti dovuti a carichi laterali nel piano M_Q M_Q	$\beta_{M,Q} = 1.3$ $\beta_{M,Q} = 1.4$
Momenti dovuti a carichi laterali nel piano e momenti di estremità M_Q M_1 ΔM M_Q M_1 ΔM M_1 ΔM M_Q M_1 ΔM M_Q	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ M_Q = max M (dovuto solo ai carichi laterali) $\Delta M = \begin{cases} \lvert\max M\rvert & \text{momenti senza cambio segno} \\ \lvert\max M\rvert + \lvert\min M\rvert & \text{momenti con cambio segno} \end{cases}$

8.7.7.5 Flessione e trazione

8.7.7.5.1 Trazione

Elementi laminati a caldo soggetti a trazione devono essere progettati in conformità al punto 6.2.3 della UNI EN 1993-1-1. Elementi formati a freddo soggetti a trazione devono essere progettati in conformità al punto 6.1.2 della UNI EN 1993-1-3.

8.7.7.5.2 Combinazione di flessione e trazione

Elementi soggetti a flessione e trazione devono soddisfare la condizione seguente:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd}} \leq 1 \qquad (38)$$

dove:

M_{Sd} e N_{Sd} sono rispettivamente i valori di progetto del momento e dell'azione di trazione.

Se la capacità flessionale è determinate attraverso un progetto in condizione plastiche, deve essere applicata la formula d'interazione data nella UNI EN 1993-1-1.

8.8 Progetto delle colonne a flessione

Allo stato limite di servizio, la massima deformazione di qualsiasi colonna deve essere determinata attraverso un'analisi che tenga conto della combinazione e distribuzione dei carichi di esercizio realisticamente più gravosa.

A pieno carico (considerando solo un lato caricato nel caso di scaffalature bifronte), la deformazione massima della colonna deve risultare in accordo con i valori limite espressi al punto 10.

L'altezza della colonna deve essere misurata come l'altezza totale da terra al braccio più alto; la deformazione deve essere misurata in questo punto.

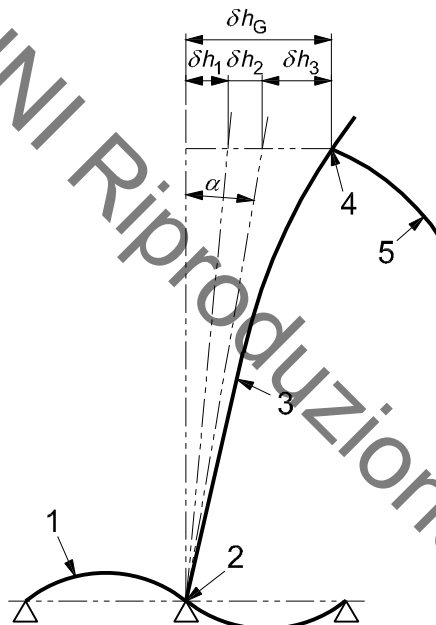
Se non altrimenti specificato le deformazioni devono essere calcolate considerando la somma degli effetti di tutti i component significativi, come mostrato in figura 23. È permesso avere una base in trazione solo se sono presenti ancoraggi in grado di resistere all'azione di trazione di progetto.

Devono essere considerati i fattori definiti nel punto 8.7.5.3.

NOTA: Se si realizza un modello strutturale per studiare la struttura, nella modellazione dei bracci si dovrebbe considerare un elemento rigido di lunghezza pari a metà larghezza della colonna.

Legenda

1 flessione della base
2 rotazione del collegamento base – colonna
3 flessione della colonna
4 rotazione del collegamento bracio – colonna
5 flessione del braccio
6 δ_{hG} deformazione orizzonale globale della colonna
7 δ_{h1} deformazione orizzonale della colonna dovuta alla flessione della base
8 δ_{h2} deformazione orizzonale della colonna dovuta alla rotazione del collegamento base - colonna
9 δ_{h3} deformazione orizzonale della colonna dovuta alla flessione della colonna
10 α rotazione della colonna dovuta alla deformazione della base ed alla rotazione del collegamento base - colonna

Figura 23 – Deformazioni della struttura cantilever

8.9 Progetto dei giunti

I giunti di continuità devono essere progettati considerando le indicazioni seguenti:

a) i giunti devono avere almeno la resistenza dell'elemento collegato più debole, o devono essere progettati per un'azione assiale di compressione N_{Sd} ed un momento flettente $M_{j,Sd}$;

b) i giunti ed i collegamenti devono essere progettati in modo che i carichi, le azioni assiali di taglio e flettenti possona essere trasferite alle sezioni efficaci degli elementi collegati;

c) se è dimostrato tramite prove che la rigidezza ed il momento resistente delle due parti di colonna collegate dal giunto sono superiori a quelli del singolo pezzo di colonna, è permesso ignorare la presenza del giunto nella modellazione e nell'analisi globale;

d) quando i dettagli costruttivi alle estremità di un elemento sono tali per cui non è chiaramente

individuabile il punto di azione dei carichi, nella progettazione deve essere considerata un'appropriata eccentricità M_{ecc}.

Il giunto deve essere verificato con le formule seguenti:

$$\frac{N_{Sd}}{\frac{A_{sp} f_y}{\gamma_M}} + \frac{M_{ecc} + M_{j,Sd}}{\frac{M_{sp}}{\gamma_M}} \leq 1 \qquad (39)$$

dove:

$$M_{j,Sd} = M_{y,Sd} + N_{Sd} \left(\frac{1}{\chi} - 1\right) \frac{W_{eff}}{A_{eff}} \, sen \, \frac{\pi x}{\ell} \qquad (40)$$

χ vedere punto 8.7.4;

A_{eff} area efficace dell'elemento più debole;

W_{eff} modulo flessionale della sezione efficace dell'elemento più debole;

x distanza tra il punto di flessione a instabilità ed il giunto o l'estremità collegata;

ℓ lunghezza efficace;

A_{sp} area netta del giunto;

M_{sp} momento resistente del giunto;

M_{ecc} momento dovuto all'eccentricità.

Le azioni interne dovrebbero essere assunti non inferiori ad un momento flettente pari al 10% del momento resistente della sezione più debole, a ed un'azione di taglio pari ad 1,5% della resistenza della sezione più debole nella direzione di entrambi gli assi principali.

8.10 Progetto delle collegamento base – colonna

Il collegamento base – colonna deve essere progettato rispetto alla combinazione di N_{Sd} e M_{Sd} sia per le colonne monofronte che per quelle bifronte. N_{Sd} e M_{Sd} devono essere derivate dall'analisi.

I principi per la verifica del collegamento sono definiti nella UNI EN 1993-1-8.

Un metodo semplificato per calcolare M_{Sd} nel caso monofronte è il seguente:

$$M_{Sd} = \frac{n}{n-1} \, e \, F$$

dove:
e distanza tra il baricentro della colonna ed il centro di carico

$$n = \frac{N_{cr}}{N_{Sd}}$$

8.11 Progetto delle piastre di base

8.11.1 Generale

In generale si deve considerare l'appoggio della base del cantilever sul pavimento in punti discreti, come illustrato in figura 24. Tali punti corrispondono alle posizioni in cui sono installati gli spessori per garantire il fuori piombo massimo specificato.

Questa condizione deve essere specificata nel manuale d'uso della scaffalatura.

L'appoggio completo può essere considerato solo se la base è appoggiata su un pavimento "perfettamente piano" o attraverso un getto di allettamento (figura 25).

Figura 24 – Modello di cantilever bifronte su pavimento normale

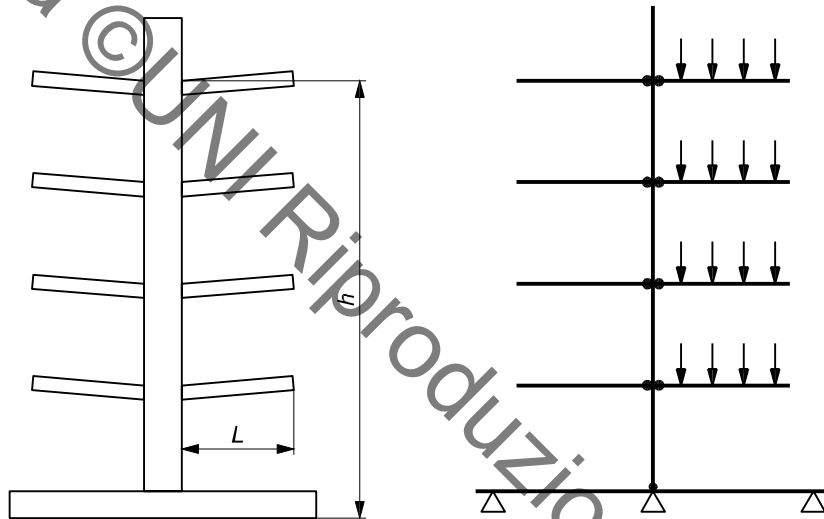
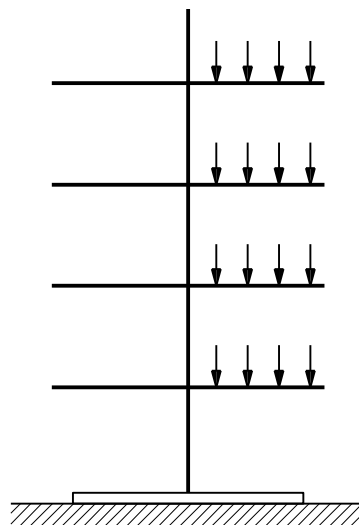



Figura 25 – Modello di cantilever bifronte su pavimento perfettamenteo piano

La base deve essere fissata alla colonna e assicurata al pavimento attraverso piastre di spessoramento o malte di allettamento, che garantiscano la realizzazione delle condizioni di vincolo assunte nella progettazione per la colonna. Il materiale utilizzato per lo spessoramento deve essere costituito da piastre di acciaio; lo spostamento o scivolamento delle piastre sotto la base deve essere impedito.

L'elemento di base deve essere progettato a flessione, taglio, azione combinata di flessione e taglio, imbozzamento d'anima.

Deve anche essere considerata la pressione di contatto sul pavimento ed il sistema di ancoraggio.

Il progetto della base e del collegamento base – colonna può essere svolto sia tramite prove in conformità ai punti A.2.4 e A.2.5 o, in alternativa, tramite calcolo in conformità alla UNI EN 1993-1-1 o UNI EN 1993-1-3, secondo le caratteristiche della sezione di base. Se il collegamento mostra una lassità iniziale (da prova di cui al punto A.2.5) questa deve essere considerata come imperfezione aggiuntiva.

8.11.2 Area efficace A_{bas} della piastra di base

I principi per la progettazione del trasferimento di un carico concentrico dalla scaffalatura al pavimento sono forniti nella UNI EN 1993-1-8.

Nel progetto di una piastra di base caricata in modo concentrico si può assumere che la pressione di contatto sull'area efficace della piastra di base sia uniformemente distribuita sull'area stessa.

In figura 26 l'area efficace è indicata dall'area ombreggiata, definita attraverso:

$$e = t_b \sqrt{\frac{f_y}{3\,f_j}} \qquad (40)$$

dove:

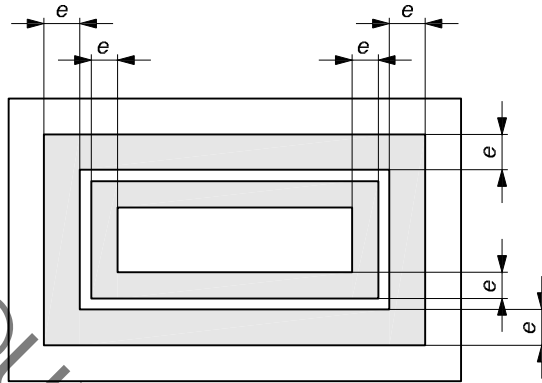
t_b spessore della piastra di base;

f_y sforzo limite di snervamento del materiale della piastra di base;

f_j sforzo di progetto del materiale del pavimento per la pressione di contatto (vedere punto 8.11.1).

Legenda

e distanza dal bordo della colonna al bordo dell'area efficace, definita dall'equazione 40.

Figura 26 – Area efficace della piastra di base

Quando la distanza dal bordo della colonna al bordo della piastra di base è minore di "e", si deve considerare un valore di "e" ridotto, pari alla distanza dalla colonna al bordo della piastra di base.

L'azione di compressione di progetto sulla base deve soddisfare la condizione seguente:

$$N_{Sd} \leq f_j A_{bas} \quad (42)$$

In cui A_{bas} è l'area efficace della piastra di base definita in figura 26.

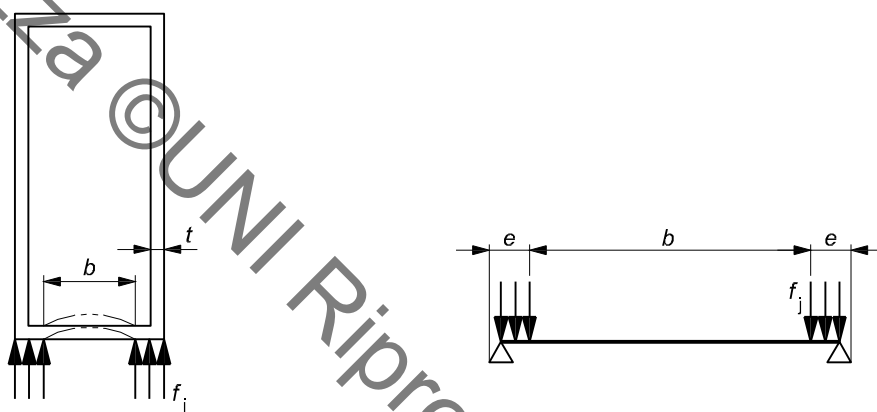
NOTA: Il progettista dovrebbe accuratamente verificare cha l'area di appoggio considerata rispecchi le effettive condizioni di installazione del sistema, incluse eventuali piastre di spessoramento.

8.11.3 Basi realizzate con sezioni tubolari

L'interazione tra il lato inferiore di una sezione tubolare e una superficie di calcestruzzo è mostrata in termini di pressione di contatto, in figura 27.
Assumere un vincolo di tipo cerniera alla base è a favore di sicurezza e porta alla progettazione di una piastra più robusta di quanto sia suggerito nella UNI EN 15512.

Legenda

b	parte non efficace della sezione
e	area rigida della flangia della sezione cava
Fj	carico trasmesso al pavimento
Msd	momento flettente nella flangia inferiore
t	spessore della sezione cava

Figura 27 – Area efficace per il progetto di basi realizzate con sezioni tubolari

Da questo si ricava:

$$e = t_b \sqrt{\frac{f_y}{3f_j}}$$

dove:

t_b	spessore della piastra di base;
f_y	resistenza di progetto della sezione di base;
f_j	resistenza di progetto del materiale del pavimento.

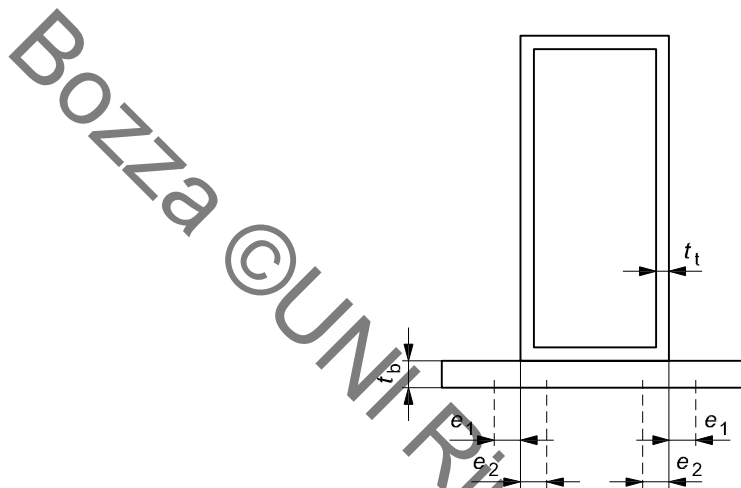
Se la sezione cava utilizzata come base ha una piastra aggiuntiva saldata al di sotto del lato inferiore, alla quale sono inseriti tasselli di ancoraggio, la pressione di contatto può essere determinata come illustrato nella figura 28.

Legenda

e_1 calcolato secondo EN15512

e_2 calcolato con la formula precedente in cui si assume:

$$t = \sqrt{(t_t^2 + t_b^2)}$$

Fig. 28 – Sezione cava con piastra inferiore saldata

8.12 Materiale della pavimentazione

8.12.1 Pavimenti in calcestruzzo

Nel progetto della piastra di base, la resistenza di progetto del calcestruzzo sotto la presione di contatto, f_j, può essere determinata in funzione della resistenza cilindrica a compressione, f_{ck}, in modo che:

$$f_j = 2.5\,\frac{f_{ck}}{\gamma_M} \qquad (43)$$

dove:

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo;

γ_M = coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo = 1,5.

Quando la classe del calcestruzzo non è nota ed un'ispezione visiva indica che il materiale è idoneo ad essere caricato, si può assumere che il calcestruzzo sia in classe di resistenza C20/25 in in conformità alla UNI EN 1992, per cui:

f_{ck} = 20 N/mm^2

In alternativa si possono eseguire prove su campioni di materiale prelevati in sito per determinare la resistenza attuale del calestruzzo.

8.12.2 Pavimenti bituminosi

Si raccomanda di non installare strutture cantilever su pavimenti bituminosi, in particolare quando questi sono all'aperto.

Nel caso di pavimentazioni realizzate con materiali diversi dal calcestruzzo, si deve reperire la certificazione di portata del fornitore della pavimentazione.

Nell'asseverare la resistenza caratteristica del materiale, si deve considerare la possibilità di fessurazione e l'influenza della temperatura sul comportamento del materiale. L'attenzione deve essere posta non solo sullo strato superficiale ma anche su qualunque strato sottostante il pavimento che può influenzare il comportamento della base.

8.12.3 Progetto degli ancoraggi

Le azioni di progetto sugli ancoraggi a pavimento devono essere calcolate nella combinazione di carico allo stato limite ultimo più gravosa e gli ancoraggi devono essere progettati secondo ETAG 001.

Ogni collegamento di base deve traferire un'azione minima (non fattorizzata) di 3kN a trazione e 5kN a taglio.

NOTA 1 Quando la soletta di calcestruzzo è posta direttamente sul suolo, gli sforzi di trazione negli strati superiori della soletta sono generalmente piccoli e la parte alta della sezione può essere considerata come zona in compressione.

NOTA 2 Non esistono valori di resistenza a trazione certificati per ancoraggi installati in pavimenti bituminosi. Si dovrebbe verificare attentamente la stabilità di strutture cantilever monofronte installe all'esterno su pavimenti bituminosi e soggette all'azione del vento.

8.13 Eccentricità dei controventi

Le eccentricità tra le linee d'asse degli elementi devono essere più piccole possibile. Se superano quelle specificate nel seguito, le eccentricità devono essere considerate nell'analisi globale e i momenti secondari che ne risultano devono essere inclusi nelle verifiche dei profili.

È' ammesso trascurare gli effetti delle eccentricità dei controventi se sussistono le condizioni seguenti.

- Il punto di intersezione delle linee d'asse di un elemento orizzontale e di una diagonale rientra in una dimensione verticale 'e' pari a metà larghezza del montante 'b' (figura 29);

NOTA 1 E' buona prassi che l'angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale rientri tra i 20° e i 70°.

NOTA 2 Se si esegue un'analisi globale che consideri anche le eccentricità in direzione trasversale al corridoio, si dovrebbe considerare che le basi siano incernierate, a meno che la rigidezza della base sia determinata mediante le prove descritte al punto A.2.4.

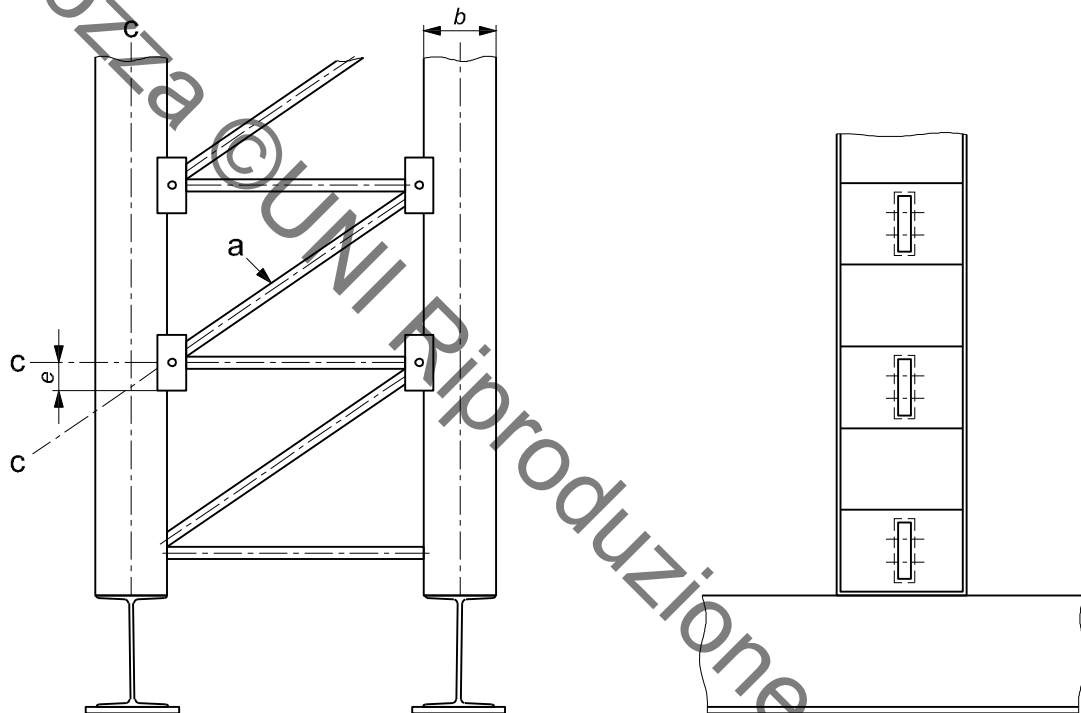
Legenda

a traverso del controvento

b larghezza della colonna

c linee di sistema

e eccentricità

Figura 29 – Eccentricità nei controventi verticali

9. Analisi globale del sistema cantilever

9.1 Considerazioni generali

La progettazione del sistema cantilever deve essere svolta in due fasi. Nella prima fase si procede ad una analisi della struttura in modo da determinare le distribuzione delle forze interne e le deformazioni.
Nella seconda fase si procede alla verifica degli elementi singoli della struttura per assicurarsi che abbiano una resistenza adeguata allo stato limite ultimo e che non si producano deformazioni inaccettabili allo stato limite di servizio.

La resistenza e rigidezza dei collegamenti considerata nell'analisi deve essere ricavata dalla UNI EN 1993-1-8 o tramite prove condotte in in conformità all'appendice A.

Ai fini dell'analisi globale, deve essere utilizzato un modello in cui gli assi delle membrature corrispondono alle linee d'asse baricentriche delle sezioni lorde o delle sezioni ridotte da cui sono ricavate le proprietà delle sezioni.

L'analisi deve essere condotta su un numero significativo di campate in direzione longitudinale o di sezioni trasversali, utilizzando in alternativa metodi di analisi del primo o del secondo ordine, in cui i profili sono rappresentati con elementi prismatici ed i collegamenti hanno le caratteristiche momento-rotazione appropriate.

E' possibile applicare due metodi per l'analisi globale.

1. Analisi di un modello tridimensionale con il metodo del secondo ordine.
2. Analisi di due modelli bidimensionali (trasversale e longitudinale) con i metodi seguenti:
   a. In direzione trasversale in alternativa un'analisi lineare in combinazione con i coefficienti di libera inflessione, oppure un'analisi del secondo ordine;
   b. In direzione longitudinale analisi del secondo ordine, a meno che sia possibile dimostrare che si possa applicare un metodo più semplice o un'analisi lineare.

9.2 Analisi tridimensionale del secondo ordine

L'analisi ad elementi finiti deve incudere:

- Imperfezioni globali in entrambe le direzioni longitudinale e trasversale (punto 4.3);
- Eccentricità dei nodi, se significative;
- La caratteristica momento – rotazione del collegamento base – colonna (rigidezza e lassità se presente);
- Le imperfezioni degli elementi in in conformità al punto 4.3.5; in alternativa, se non modellate, le imperfezioni devono essere considerate nelle verifiche degli elementi.

9.3 Analisi bidimensionali

9.3.1 Generalità

Nonostante il cantilever sia una struttura spaziale, è possibile svolgere l'analisi strutturale considerando due modelli piani considerando separatamente la struttura in direzione trasversale e in direzione longitudinale

Nel progetto delle colonne le azioni derivanti dalle due analisi devono essere opportunamente combinate utilizzando le formule d'interazione del punto 8.7.

9.3.2 Analisi piana del primo ordine in direzione longitudinale

Questo metodo può essere applicato quando

$\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} \geq 10$

dove:

α_{cr} moltiplicatore critico;
F_{cr} carico critico elastico per instabilità globale;
F_{Ed} carico di progetto della struttura.

NOTA 1: F_{cr} può essere determinato tramite metodi implementati in software commerciali o con l'approccio fornito in appendice H del presente documento.

NOTA 2 Le prescrizioni sulle eccentricità ammissibili sono date nel punto 8.13.

9.3.3 Analisi pian del secondo ordine in direzione longitudinale

La stabilità della struttura in direzione longitudinale deve essere dimostrata attraverso un'analisi che tenga conto dei fattori seguenti.

- Gli effetti instabilizzanti dei carichi assiali di compressione nelle colonne;
- La caratteristica momento-rotazione dei collegamenti della colonna al pavimento (a favore di sicurezza questo collegamento si può considerare come una cerniera);
- La stabilità complessiva del sistema di controvento;
- Le azioni che derivano dalle imperfezioni in direzione longitudinale, come specificato nel punto 4.3.

Le eccentricità dei controventi devono soddisfare i requisiti del punto 8.13, in caso contrario devono essere modellate.

NOTA Gli elementi di controvento introducono forze assiali addizionali nelle colonne adiacenti, che dovrebbero essere considerate nella progettazione di questi elementi.

9.3.4 Analisi in direzione longitudinale del primo ordine con amplificazione dei momenti

Questo metodo può essere applicato nei sistemi parzialmente controventati quando

$\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} \geq 3.0$

Gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili ma possono essere considerati indirettamente moltiplicando i momenti flettenti ottenuti dall'analisi del primo ordine per il fattore

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

9.3.5 Progetto semplificato dei controventi in direzione longitudinale

Se la scaffalatura non è soggetta all'azione del vento o ai carichi di attrezzature di movimentazione automatica (esclusi i carichi di posizionamento) il sistema di controvento può essere progettato soddisfacendo i criteri seguenti:

- Le colonne devono essere controventate a coppie;

- Il controvento deve essere dotato di elementi orizzontali e diagonali le colonne devono essere completamente controventate (sistemi parzialmente controventati non sono permessi). Vedere figura 3;
- Le colonne devono essere controventate fino all'ultimo livello di carico;
- Gli elementi ed i collegamenti del controvento devono essere progettati per resistere ad un carico orizzontale pari al 2,5% del massimo carico assiale di progetto nella colonna;
- I collegamenti devono essere progettati in conformità alla UNI EN 1993;
- Le eccentricità dei controventi devono soddisfare i requisiti del punto 8.13.

9.3.6 Analisi piana del secondo ordine in direzione trasversale

L'analisi ad elementi finiti deve includere:

- Imperfezioni globali in direzione trasversale;
- La caratteristica momento – rotazione del collegamento base – colonna (rigidezza e lassità se presente);
- Le imperfezioni degli elementi definite secondo il punto 4.3.5; o in alternativa, se non modellate, le imperfezioni devono essere considerate nelle verifiche degli elementi

9.3.7 Analisi in direzione trasversale del primo ordine con amplificazione dei momenti

Gli effetti del secondo ordine relativi all'azione assiale devono essere considerati utilizzando gli appropriati coefficienti di stabilità nella verifica degli elementi.

Gli effetti del secondo ordine relativi ai momenti flettenti devono essere considerati indirettamente moltiplicando i momenti flettenti ottenuti dall'analisi del primo ordine per il fattore

$$\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

9.4 Criteri di progettazione

9.4.1 Azioni di progetto

La struttura cantilever deve essere progettata per le azioni definite nel punto 5.

I valori delle azioni di progetto allo stato limite ultimo ed allo stato limite di servizio devono essere ottenuti moltiplicando le azioni per i fattori di carico indicati nel punto 6.4 e le combinazioni per i fattori indicati nei punti 6.2 e 6.3

9.4.2 Combinazioni di carico per le analisi in direzione longitudinale

In direzione longitudinale, la struttura deve essere analizzata per i carichi seguenti opportunamente combinati:

- Peso proprio;
- Peso dovuto ai materiali depositati;

- Azioni derivanti dalle imperfezioni in direzione longitudinale.

Per la stabilità globale in direzione longitudinale, la struttura deve essere considerata a pieno carico unitamente alle forze derivanti dalle imperfezioni, come specificato nel punto 4.3.

9.4.3 Combinazioni dei carichi per l'analisi in direzione trasversale

In direzione trasversale, la struttura deve essere analizzata per i carichi seguenti opportunamente combinati:

- Peso proprio;
- Peso dovuto ai materiali depositati;
- Azioni derivanti da posizionamento del carico;
- Azioni derivanti dalle imperfezioni in direzione trasversale.

Si devono considerare entrambe le distribuzioni di carico (carichi monofronte e bifronte), come schematizzato in figura 30.

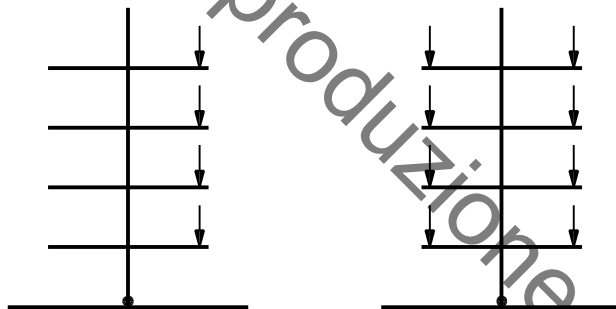
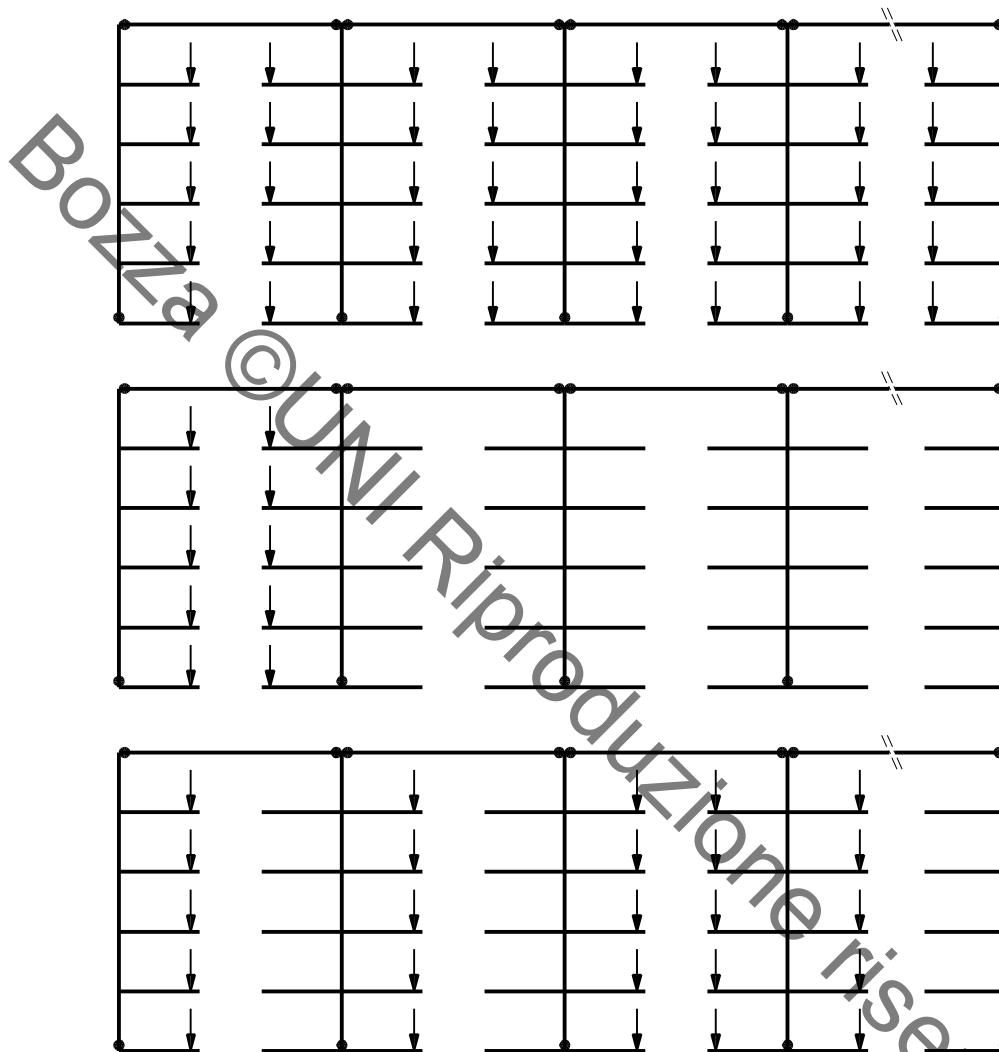
Figura 30 – Casi di carico in direzione trasversale

Per sistemi cantilever in cui le colonne sono collegate tra loro in direzione travsersale, i casi di carico da considerare sono illustrati in figura 31.

Figura 31 – Distribuzioni di carico per sistemi collegati in direzione trasversale

9.5 Limiti di deformabilità

Per una struttura con un'altezza totale h, la freccia orizzontale della struttura completamente carica sotto l'azione delle forze orizzontali che derivano dalle imperfezioni, come specificato nel punto 4.3 (ma non i carichi di posizionamento specificati nel punto 5.3.4), deve essere inferiore al limite indicato definito nel punto 10.2. allo stato limite di servizio.

9.6 Progetto degli elementi

Si deve verificare che, allo stato limite ultimo, gli elementi soddisfano i requisiti della presente norma.

10 Stati limite di servizio

10.1 Deformazioni della pavimentazione

Le deformazioni della pavimentazione non influiscono significativamente sul comportamento della scaffalatura se la rotazione in ogni punto della soletta su cui sono installate le scaffalature non eccede 1/500.

10.2 Stati limite di servizio per la scaffalatura cantilever

10.2.1 Generale

Le deformazioni devono essere calcolate considerando lo stato limite di servizio ed i coefficienti di combinazione appropriati.

In assenza di requisiti più restrittivi devono essere rispettati i limiti di deformabilità specificati nel presente punto.

10.2.2. Deformazioni dei bracci

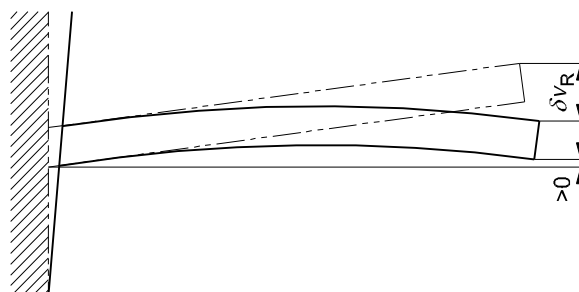
E' possibile installare i bracci con una controfreccia iniziale; la controfreccia deve essere minore o uguale a 3°.

NOTA 1: Nna controfreccia maggiore di 3° può causare problemi operativi nelle attività di carico e scarico.

I limiti di deformabiltià dei bracci, valutati considerando la deformabilità propria dell'elemento e del collegamento (trascurando la deformazione della colonna) sono i seguenti:

- massima torsione in un braccio: 6°
- massima freccia verticale L/200
- a pieno carico la proiezione del braccio sul piano orizzontale non deve eccedere la lunghezza della base (se lo scaffale è bifronte questa condizione deve essere verificata nel caso di scaffaltura caricata solo da un lato).

NOTA 2: Si raccomanda che il braccio non si fletta al di sotto dell'asse orizzontale (vedere figura 32). Tuttavia alcuni regolamenti nazionali non pongono questa limitazione se sono messe in opera misure adeguate per assicurare che i carichi non scivolino dal braccio.

Figura 32 - Deformata globale della braccio a pieno carico

10.2.3 Deformazioni della colonna

La deformazione ammissibile delle colonne in direzione X (longitudinale) o Z (trasversale), dovuta ai carichi applicati, non deve essere maggiore dei valori descritti nel seguito. Per il calcolo delle deformazioni si può assumere un carico per braccio calcolato con un coefficiente di continuità pari a 1,0

Nota: Il momento d'inerzia di colonne rastremate deve essere calcolato in accordo con le formule di Timoshenko [7].

Un approccio semplificato consiste nel considerare il momento d'inerzia della sezione a 2/3 dell'altezza totale misurata da terra all'ultimo livello di carico (H in figura 18), moltiplicato per un coefficiente 1,2

La massima deformazione di una colonna in direzione X è H/200.

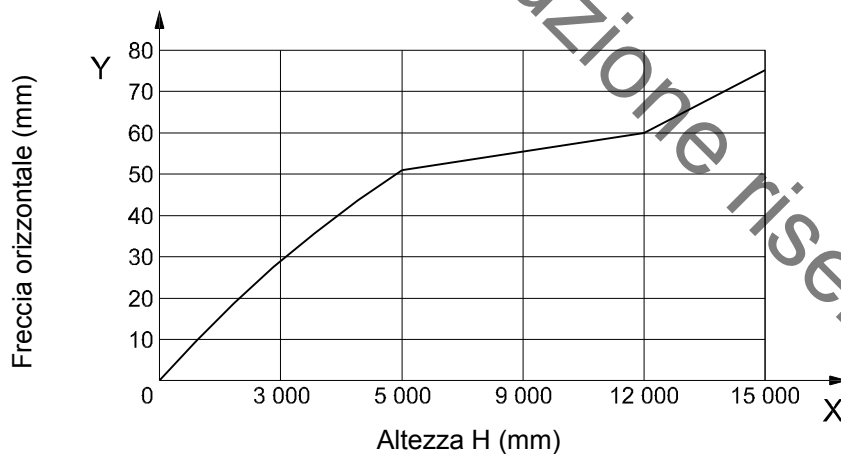
La massima deformazione di una colonna in direzione Z, è variabile con l'altezza massima della struttura (vedere anche figura 28):

H ≤ 6 m $$\delta = \frac{H}{100+\frac{H^2}{2000000}}$$

6 m < H ≤ 12 m $$\delta = 41.6 + \frac{9.2\,H}{6000}$$

H > 12 m $$\delta = \frac{H}{200}$$

dove H (in mm) è l'altezza della colonna misurata da terra all'ultimo livello di carico.

Figura 33 – Deformazione ammissibile della colonna in direzione trasversale

11 Marcatura ed etichettatura

Tutti gli impianti devono essere dotati di opportuna cartellonistica, dislocata in uno o più punti, in funzione delle dimensioni dell'impianto, in cui è indicato in modo chiaro e leggibile:

a. che il cantilever è stato progettato in base a questo documento;
b. il peso massimo dell'unità di carico;
c. il carico massimo sul braccio;
d. il carico massimo complessivo della colonna.

Quando le unità di carico o la portata ammissibile non sono uguali in tutta l'installazione, i cartelli di portata sopra descritti, devono essere posizionati in modo che per ogni zona della scaffalatura sia individuabile in modo chiaro la portata massima dei singoli elementi.

12 Metodi di prova e valutazione dei risultati

12.1 Generale

Le prove effettuate allo scopo di ottenere i dati prestazionali da utilizzare nella progettazione devono essere eseguite in conformità con l'appendice A.

In considerazione dei carichi molto elevati richiesti per testare alcuni collegamenti, in particolare i collegamenti tra base e colonna, è possibile minimizzare la quantità di prove utilizzando analisi ad elementi finiti per modellare i diversi collegamenti e poi verificare il modello attraverso un numero limitato di prove di validazione.

Se non altrimenti specificato per particolari tipi di prove, qualsiasi valore di resistenza, rigidezza o deformazione da determinare deve essere derivato da almeno tre risultati sperimentali.
Le prove sui componenti devono essere effettuate su elementi prelevati dalla normale produzione e completamente rispondenti alle specifiche di progetto.

Il prospetto 11 offre una panoramica delle prove specificate nell'appendice A.

NOTA 1: I costruttori possono selezionare tipi di acciaio con caratteristiche vicine al limite di snervamento nominale per il tipo di acciaio specificato nel progetto.

NOTA 2: Per informazioni sulla modellazione ad elementi finiti, vedere bibliografia.

Prospetto 11 — Prove sui materiali ed il progetto

Punti	Titolo	Metodo di prova	Motivazioni della prova Opzionale/obbligatoria
7.1.4	**Prove sui materiali**	**A.1**	
7.1.4.2	Prova di trazione	A.1.1	Opzionale per alcuni acciai
7.1.1(b)	Prova di piegamento	A.1.2	Obbligatoria per alcuni acciai
	Prove su componenti e collegamenti	**A.2**	
8.7.3	Compressione su colonna tozza	A.2.1	Opzionale
8.5.1	Flessione sul collegamento del braccio	A.2.2	Obbligatoria se non progettato secondo UNI EN 1993-1-8
8.5.1	Taglio sul collegamento del braccio e sul dispositivo di bloccaggio	A.2.3	Obbligatoria se non progettato secondo UNI EN 1993-1-8
9.2 - 9.3	Flessione sul collegamento base-colonna	A.2.4	Obbligatoria se non progettato secondo UNI EN 1993-1-8
9.2 - 9.3	Lassità del collegamento base-colonna	A.2.5	Obbligatoria per bulloni a taglio o a taglio e trazione, in fori a tolleranza normale e non progettati ad attrito (vedere UNI EN 1993-1-8)

12.2 Requisiti per le prove

12.2.1 Attrezzature

Le prove a dimostrazione della conformità del prodotto finito alla presente norma devono essere eseguite con apparecchiature conformi ai metodi di prova citati nella stessa.

Tutte le apparecchiature per la pesatura, la misurazione e il collaudo devono essere tarate secondo i metodi indicati nelle relative normative. Ove non vi siano norme di riferimento, si deve documentare il criterio utilizzato per i controlli e le tarature interni.

Il produttore deve garantire che le apparecchiature di prova siano utilizzate, conservate e stoccate in modo tale da garantire la precisione richiesta.

Se la produzione è intermittente, il produttore deve garantire che tutte le apparecchiature di prova siano opportunamente controllate e/o tarate prima dell'utilizzo.

Tutte le apparecchiature di prova devono essere tarate ad intervalli regolari e riparate o sostituite sempre in caso di guasto che possa comprometterne la funzionalità.

Nota: la precisione delle apparecchiature di misurazione dovrebbe essere idonea per le quantità da misurare; in generale la precisione dovrebbe essere migliore del ± 2% del valore da misurare. Inoltre, la quantità da misurare dovrebbe essere almeno il triplo del valore minimo registrabile dal dispositivo di misurazione.

12.2.2 Condizioni di vincolo

Le condizioni di prova devono riprodurre le normali condizioni di vincolo che si hanno nella costruzione reale. Qualora così non fosse, il tecnico addetto alle prove deve dimostrare che le condizioni scelte possono dare risultati conservativi.

12.2.3. Applicazione del carico

Il carico di prova deve essere applicato in modo tale da non causare alcuna influenza anomala e da non prevenire le deformazioni.

12.2.4 Incrementi del carico di prova

I carichi devono essere applicati in modo incrementale o continuo. Se il carico è applicato in modo incrementale, si raccomanda che i primi quattro incrementi siano circa il 5% del carico atteso di rottura, mentre i restanti incrementi sono scelti in modo tale da permettere la chiara definizione del comportamento sotto osservazione.

Le deformazioni nei punti critici della struttura sottoposta a prova devono essere registrate quando si sono stabilizzate.

Se il carico è applicato in modo continuo, invece, il tasso di caricamento deve essere sufficientemente lento da garantire che prevalgano condizioni statiche. Si devono osservare le deformazioni ad intervalli regolari e con sufficiente frequenza da definire chiaramente il comportamento della struttura.

12.2.5 Assemblaggio dei campioni di prova

I campioni di prova devono essere assemblati seguendo le istruzioni di montaggio del produttore della scaffalatura.

12.2.6 Rapporti di prova

Per ogni serie di prove si deve redigere la relativa documentazione formale, in cui si devono fornire tutti i dati importanti che permettano una precisa riproduzione delle serie di prove.

I risultati di ispezioni, prove o valutazioni per cui sono necessarie delle azioni devono essere registrati, così come tutte le azioni intraprese. Si devono registrare anche le azioni da intraprendere qualora i valori o criteri da controllare non siano soddisfatti.

Oltre ai risultati delle prove, si devono registrare almeno le informazioni seguenti:

-- data di produzione;

-- numeri indicati sui disegni dei prodotti per i componenti sottoposti a prova;

-- informazioni sui processi di produzione e assemblaggio;

-- specifiche dei materiali per i componenti da sottoporre a prova;

-- data di esecuzione della prova;

-- dimensioni reali dei componenti sottoposti a prova;

-- proprietà reali dei materiali dei componenti sottoposti a prova;

-- informazioni sulle disposizioni di prova (dimensioni, condizioni di vincolo, collegamenti, ecc.);

-- misurazioni effettuate durante la prova (carico, inflessione, rotazione, deformazione, ecc.);

-- osservazioni sulla comparsa di deformazioni visibili (imbozzamento, strappo, ecc.);

- modalità di collasso;

- documentazione fotografica dell'esecuzione delle prove.

12.3 Interpretazione dei risultati delle prove

12.3.1 Definizione del carico di collasso

Si assume che il componente abbia raggiunto il suo limite di collasso quando:

a) i carichi di prova applicati raggiungono il limite superiore;

b) si sono avute deformazioni di entità tale da impedire al componente di svolgere ulteriormente la sua funzione.

12.3.2 Correzione dei risultati delle prove

I risultati grezzi delle prove devono essere corretti in modo da riflettere le differenze tra lo spessore reale del materiale utilizzato per la prova e lo spessore nominale indicato nella specifica del produttore, oltre che la differenza tra il limite di snervamento del materiale del campione di prova e il limite di snervamento minimo garantito dal produttore. La modalità di esecuzione di queste correzioni dipende dalla tipologia di prova ed è descritta per ogni singola prova nel punto A.2.

Quando si preparano dei campioni per le prove di trazione al fine di determinare il limite di snervamento del materiale, i campioni devono sempre essere tagliati da una zona non danneggiata del pezzo da testare lontano da zone affette da problemi e da piegature della sezione, oltre che da altre aree in cui gli effetti della lavorazione a freddo possono influenzare il risultato.

NOTA: In alternativa, i pezzi da sottoporre a prova possono essere tagliati dalla bobina originale prima della sagomatura a freddo.

12.3.3 Determinazione dei valori caratteristici

In seguito alla correzione dei singoli risultati di un gruppo di prove rispetto alle variazioni di spessore ed al limite di snervamento, si deve calcolare il valore caratteristico del parametro da misurare, R_k, con la formula seguente:

$$R_k = R_m - k_s\, s \qquad (46)$$

dove:

$R_m = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} R_{ni}$ valore medio dei risultati di prova corretti

R_{ni} = singolo risultato di prova corretto rispetto allo spessore e ad limite di snervamento

n = numero di risultati di prova del gruppo ($n \geq 3$)

$s = \sqrt{\frac{1}{(n-1)}\sum_{i=1}^{n}(R_{ni} - R_m)^2}$ deviazione standard dei risultati di prova corretti

k_s = coefficiente dato nel prospetto 12.

Prospetto 12 — Coefficiente k_s basato sul frattile 95 % ad un livello di confidenza del 75 %

n	k_s
3	3,37
4	2,63
5	2,33
6	2,18
7	2,08
8	2,00
9	1,95
10	1,92
15	1,82
20	1,76
30	1,73
40	1,71
50	1,69
100	1,68
∞	1,64

12.3.4 Valori caratteristici per una famiglia di prove

Una famiglia di prove è costituita da più prove nelle quali (normalmente) cambia solo un parametro di progetto (come, per esempio, la lunghezza o lo spessore). Nel presente punto si definisce come trattare una famiglia di risultati di prove come un corpo unico.

Per effettuare una valutazione della resistenza caratteristica si deve utilizzare un'idonea espressione che definisca il rapporto tra i risultati della prova e uno o più parametri rilevanti utilizzati nella famiglia di prove. Tale espressione può essere basata su appropriate equazioni di meccanica strutturale o può essere dedotta su base empirica.

Il valore medio dei risultati delle prove è l'espressione di progetto. Lo scarto tipo s_n è calcolato per l'intera famiglia di prove dopo aver normalizzato i risultati delle prove dividendo ciascun risultato per il corrispondente valore dell'espressione di progetto. La resistenza caratteristica R_k per una serie specifica di parametri in una determinata famiglia è data da:

$$R_k = R_m (1 - k\, s_n) \qquad (47)$$

where:

R_m = valore dato dall'espressione di progetto

k = valore dato nel Prospetto 12 con n = numero totale di prove della famiglia

s_n = scarto tipo dei risultati di prova normalizzati

NOTA: Quanto più precisamente l'espressione di progetto rispecchia la resistenza media misurata, più favorevoli sono i valori ottenuti dalla valutazione. I coefficienti dell'espressione di progetto possono essere corretti per ottimizzare la correlazione.

13.3.5 Correzione dei carichi o momenti di collasso

La procedura seguente deve essere adottata quando previsto nell'appendice A per apportare una correzione al carico di collasso o al momento di collasso in funzione delle differenze nel limite di snervamento del materiale e dello spessore del campione di prova.

$$R_{ni} = R_{ti}\left(\frac{f_y}{f_t}\right)^{\alpha}\left(\frac{t}{t_t}\right)^{\beta} \qquad (48)$$

in cui, per il campione:

R_{ni} = carico o momento di collasso corretto per il numero di prova (i)

R_{ti} = carico o momento di collasso osservato per il numero di prova (i)

f_t = limite di snervamento osservato del campione

f_y = limite di snervamento nominale

t_t = spessore osservato del campione

t = spessore teorico

α = 0 quando $f_y \geq f_t$

α = 1,0 quando $f_y < f_t$

Se non altrimenti specificato nell'appendice A:

per $t \geq t_t$ $\beta = 0$

per $t < t_t$ $$\beta = \frac{\frac{b_p}{t}}{k\sqrt{\frac{E}{f_t}}} \quad \text{e} \quad 1 \leq \beta \leq 2 \qquad (49)$$

dove:

k = 0,64 per elementi irrigiditi

k = 0,21 per elementi non irrigiditi

dove b_p è la larghezza piana del lato dell'elemento considerato.

Appendice A Prove sperimentali

(Normativa)

A.1 Prove sui materiali (opzionali)

A.1.1 Prova di trazione

Le prove di trazione devono essere in conformità alla UNI EN ISO 6892-1.
Le prove di trazione devono essere condotte nella direzione di laminazione su campioni di materiale prelevato dalla normale produzione per:

-- stimare il limite di snervamento nominale del materiale usato in produzione;

-- stabilire il limite di snervamento reale del materiale usato nel campione di prova;

-- correggere i risultati delle prove.

Nota: Eventuali aree indurite da taglio o stampaggio devono essere rimosse a macchina.

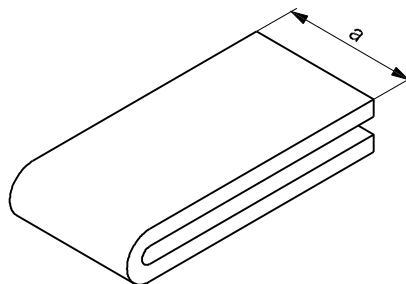
A.1.2 Prove di piegatura

La prova di piegatura devono essere in conformità alla UNI EN ISO 7438.

Le prove di piegatura servono per dimostrare che il materiale utilizzato in produzione abbia la giusta duttilità. Esse sono condotte su campioni prelevati dalla normale produzione, e in seguito a riduzione a freddo, se si utilizza tale lavorazione per ottenere proprietà meccaniche migliori.

La prova di piegatura deve essere eseguita a temperatura ambiente e il pezzo da sottoporre a prova di piegatura trasversale deve tollerare un piegamento di 180° nella direzione indicata in figura A.1 attorno ad un diametro interno pari al doppio dello spessore del campione di prova, senza manifestare cricche sull’esterno della parte piegata.

Legenda
a direzione di laminazione

Figura A.1 – Provino sottoposto a prova di piegamento trasversale dopo il piegamento

Si deve assumere che il campione ha soddisfatto i requisiti definiti nella presente norma se ad un’ispezione visiva del provino non si osservano criccature sulla superficie esterna della piega a 180°, lontano dalle estremità. È ammessa qualche criccatura locale vicino alla piega, ma che non si estenda di oltre 1 mm dal bordo del campione.

A.2 Prove su componenti e collegamenti

A.2.1 Prova di compressione su colonna tozza (opzionale)

A.2.1.1 Scopo della prova

La prova serve per osservare l'influenza di fattori come la presenza di forature e fenomeni di instabilità locale sulla resistenza a compressione di una colonna tozza. Tale prova non è idonea per osservare l'influenza dell'instabilità distorsionale.

A.2.1.2 Disposizioni e metodo di prova – Alternativa 1

Il provino deve essere preparato come segue (vedere figura A2):

(a) la sua lunghezza deve essere maggiore del triplo della larghezza piana maggiore della sezione (ignorando gli elementi di irrigidimento intermedi) e deve comprendere almeno cinque passi di forature;

(b) Il campione deve essere tagliato perpendicolarmente all'asse longitudinale, a metà tra due serie di forature;

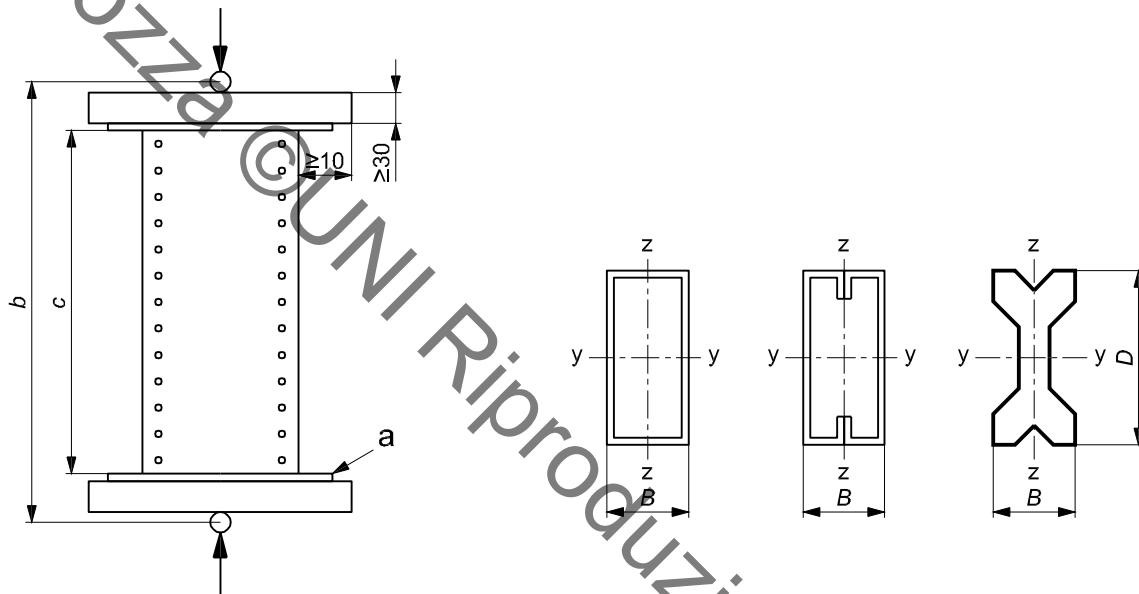
(c) Le piastre di base e di sommità devono essere imbullonate o saldate ad ogni estremità del montante.

NOTA: La sezione deve essere corretta in base al ritorno elastico (distorsione della forma della sezione trasversale dopo il taglio a causa delle sollecitazioni residue) mediante saldatura alla piastra di base.

Il carico assiale deve essere trasmesso alla piastre di base e di sommità mediante piatti di pressione di spessore sufficiente a garantire che il risultato della prova non sia influenzato dalle deformazioni delle piastre stesse. Le piastre di pressione devono sporgere di almeno 10 mm dal perimetro della sezione del montante. Le piastre di base e di sommità devono essere posizionate e fissate sulle piastre di pressione, le quali devono presentare degli intagli per l'alloggiamento di un cuscinetto a sfera, come illustrato nella figura A.2.

Legenda

a piastra di base/superiore
b lunghezza di libera inflessione
c lunghezza del profilo
D profondità della sezione
B larghezza della sezione

Figura A.2 – Disposizioni per la prova di compressione

La posizione iniziale deve corrispondere al baricentro o della sezione minima o della sezione lorda o qualunque punto fra questi due.

Il campione deve essere posizionato nell’apparecchiatura di prova e caricato in direzione assiale attraverso il cuscinetto a sfera posto ad ogni estremità. La posizione dei cuscinetti a sfera rispetto alla sezione trasversale deve essere la stessa ad entrambe le estremità della colonna, ma deve essere consentita la regolazione per fornire il carico massimo di collasso.

Il carico deve essere aumentato fino a che il campione si instabilizza e non riceve ulteriore carico: questo corrisponde al limite da registrare come carico di collasso.

Il carico di collasso caratteristico deve essere basato su una serie di prove effettuate con la stessa posizione del punto di applicazione del carico.

A.2.1.3 Disposizioni e metodo di prova– Alternativa 2

Per questa prova è necessario utilizzare un’apparecchiatura per prove di compressione in cui almeno una delle piastre di carico permette una regolazione rotazionale attorno a due assi orizzontali e che può essere agganciata in posizione secondo necessità.

La preparazione dei campioni per la prova di compressione con questo metodo è uguale a quella descritta nel punto A.2.1.2., tranne per il fatto che, in (c), non sono necessari intagli nelle piastre di pressione.

Il provino deve essere montato nell’apparecchiatura di prova con il baricentro della sezione trasversale lorda in posizione centrale, con una piastra di carico libera di ruotare al fine di rilevare eventuali disallineamenti della piastra di estremità del campione. Si applica un piccolo carico di assestamento (per esempio lo 0,5%

del carico di collasso atteso) per portare la piastra di carico regolabile dell'apparecchiatura a pieno contatto con la piastra del provino. In seguito la piastra regolabile è fissata.

Il carico deve essere poi aumentato incrementalmente fino al collasso; deve essere registrato il carico massimo raggiunto.

A.2.1.4 Correzione dei valori osservati

I carichi di collasso osservati devono essere corretti tenendo conto degli spessori e dei limiti di snervamento reali del campione di prova secondo quanto indicato nel punto 12.3.5.

A.2.1.5 Calcolo dei risultati

Si ottiene il carico di collasso caratteristico R_k secondo il punto 12.3.3 e si calcola l'area efficace della sezione trasversale A_{eff} nel modo seguente:

$A_{eff} = R_k / f_y$

Se nella prova di compressione la snellezza massima del montante è maggiore del valore di $\bar{\lambda} = 0,2$ si può correggere l'area efficace come spiegato nel seguito.

La resistenza assiale minima a compressione $N_{b,Rd,min}$ dovuta ad instabilità flessionale e flessotorsionale secondo i punti 9.7.4 e 9.7.5 è calcolata mediante il valore di A_{eff} ottenuto con le prove. Il valore di A_{eff} è poi corretto fino ad ottenere il valore di calcolo $N_{b,Rd,min} = R_k / \gamma_M$.

Se in questa procedura i risultati di prova sono stati ottenuti con l'alternativa 1 descritta nel punto A.2.1.2. le lunghezze di libera inflessione flessionali sono pari alla distanza 'b' tra i cuscinetti e la lunghezza di libera inflessione torsionale è pari a metà della lunghezza della sezione sagomata a freddo del campione di prova. Se invece si è utilizzata l'alternativa 2 descritta nel punto A.2.1.3, le lunghezze di libera inflessione flessionale e torsionale sono tutte pari a metà della lunghezza della sezione sagomata a freddo del campione di prova.

A.2.2 Prove di flessione sui collegamenti di estremità dei bracci

A.2.2.1 Scopo della prova

Lo scopo della presente prova è determinare la rigidezza, la lassità iniziale e la resistenza a flessione del collegamento di estremità del braccio. Il comportamento strutturale dell'insieme colonna – connettore è critico per determinare il comportamento del collegamento. Esso è influenzato da una vasta gamma di fattori, tra cui in particolare:

-- il tipo di colonna;

-- lo spessore della colonna;

-- il tipo di braccio;

-- la posizione del braccio sul connettore;

-- il metodo di collegamento del braccio al connettore;

-- il tipo di staffa;

-- le proprietà del materiale utilizzato.

Le prove devono considerare singolarmente tutte le possibili combinazioni di questi fattori che si possono avere nelle varie configurazioni di progetto della struttura, tranne ove si possa ragionevolmente dimostrare che un'opportuna interpolazione dei risultati fornisca una stima conservativa delle prestazioni della struttura.

Per ogni accoppiamento colonna - connettore si devono eseguire almeno tre prove in condizioni nominali identiche, così da permettere l'interpretazione statistica dei risultati secondo il punto 12.3.3.

In alternativa è possibile eseguire una serie di prove modificando un solo parametro significativo (come, per esempio, l'altezza del braccio, lo spessore della colonna, ecc.), che è trattato come un corpo unico ai fini dei calcoli statistici, come indicato nel punto 12.3.4. La famiglia di prove deve essere costituita da almeno 10 prove.

A.2.2.2 Disposizioni di prova

Il sistema di prova deve essere realizzato come segue.

a) Si collega un segmento di colonna ad un telaio di prova rigido, in due punti a distanza 'g', dove:

   g ≥ lunghezza del connettore del braccio + 2 x larghezza del fronte della colonna.

   Durante la prova non ci deve essere contatto tra la colonna ed il telaio di prova lungo questa distanza. Si collega poi un segmento di braccio alla colonna per mezzo del connettore da testare e si posizionano gli elementi di bloccaggio del braccio. Nella figura A.5 si fornisce un esempio di una tipica disposizione di prova.

b) Gli spostamenti laterali e lo svergolamento dell'estremità del braccio devono essere evitati mediante un dispositivo di trattenuta laterale che comunque permetta al braccio di muoversi liberamente nella direzione del carico.

c) Il carico deve essere applicato ad una distanza maggiore di 300 mm dalla faccia della colonna, come illustrato nella figura A.3.

NOTA: Si deve fare attenzione affichè la linea d'azione della forza non cambi in modo significativo.

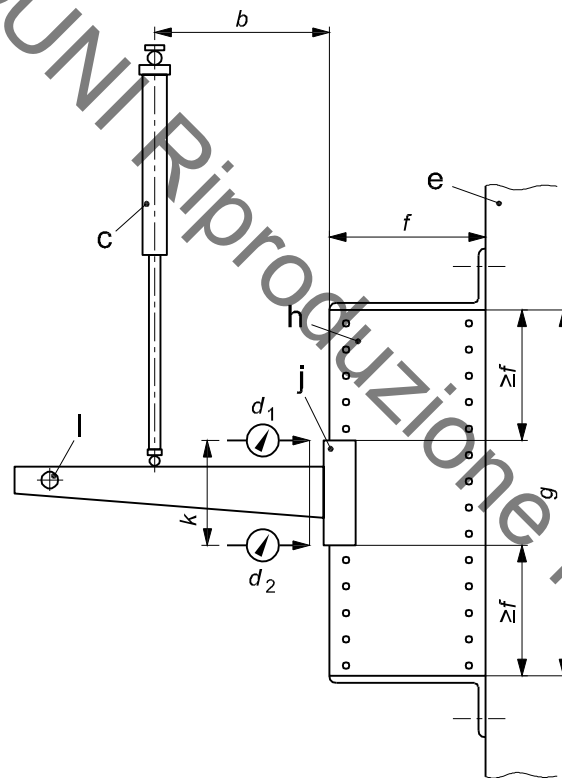
d) La rotazione deve essere misurata mediante:

   1) trasduttori di spostamento appoggiati su una piastra fissata al braccio in prossimità del connettore, ma con un gioco sufficiente da permettere la distorsione del collegamento (strumenti d_1 e d_2 nella figura A.3),
   2) un inclinometro collegato al braccio vicino al connettore

e) nel caso di collegamenti a clampa il provino deve includere i trattamenti superficiali di finitura e tutte le coppie di serraggio devono essere in accordo con le istruzioni di montaggio del produttore

Legenda

b maggiore di 300 mm
c trasduttore di carico
d strumenti di misura
e telaio rigido di prova
f larghezza del fronte della colonna
g lunghezza del provino
h tronco di colonna
j connettore del braccio
k distanza tra gli strumenti di misura
l dipositivi di trattenuta laterale

Figura A.3 – Disposizione per la prova di flessione del connettore

A.2.2.3 Procedura di prova

Un carico iniziale F pari al 10% del carico di collasso previsto può essere applicato al sistema e poi rimosso, di modo da realizzare un precarico per consentire l’assestamento dei componenti. Poi si devono azzerare i comparatori. Il carico F deve essere incrementato gradualmente fino a raggiungere il carico massimo e la rottura del collegamento. A questo punto si deve registrare la rotazione del collegamento e per ogni prova si deve tracciare un grafico del momento M e della rotazione θ, in cui:

$$M = b\,F \qquad (A.6)$$

e

$$\theta = (\delta_2 - \delta_1) / k \qquad (A.7)$$

dove:

b = braccio di leva per il carico F

k = distanza tra gli strumenti C_1 e C_2 nella figura A.5

δ_1 = spostamento misurato con lo strumento C_1

δ_2 = spostamento misurato con lo strumento C_2

A.2.2.4 Correzioni dei valori osservati

Vedere punto 12.2.3.

NOTA Se il collegamento dipende da bulloni, spine ecc. anche questi dovrebbero essere verificati ed apportate le relative correzioni.

A.2.2.5 Derivazione dei risultati e procedura per definire le curve

A.2.2.5.1 Generalità

Il momento di collasso, M_{ni}, deve essere assunto pari al momento massimo corretto, come indicato nella figura A.6.

Per ogni gruppo colonna-connettore si calcola il momento di collasso caratteristico M_k secondo il punto 13.3.3. Il momento di progetto del collegamento è dunque M_{Rd}, dove:

$$M_{Rd} = \eta\, M_k / \gamma_M \qquad (A.9)$$

in cui:

γ_M coefficiente parziale di sicurezza definito nel punto 7.5

$\eta \leq 1$ (vedere nota)

NOTA: Per ottimizzare i requisiti di rigidezza e resistenza eventualmente in conflitto tra loro, è possibile scegliere per il momento di progetto qualsiasi valore minore o uguale al massimo ammissibile; in questo modo, riducendo la resistenza di progetto si riesce a raggiungere una maggiore rigidezza di progetto, come illustrato di seguito.

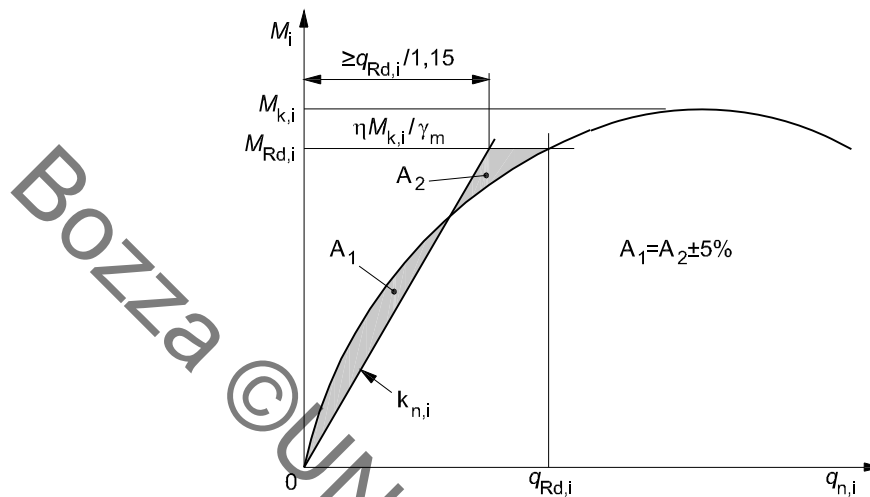
A.2.2.5.2 Procedura per derivare una curva bi-lineare

Una relazione momento-rotazione bilineare è costituita da una rigidezza rotazionale lineare e da una resistenza di progetto scelta come descritto dall'equazione A.9.

La rigidezza rotazionale del collegamento deve essere ottenuta come pendenza k_{ni} di una linea che passa per l'origine e che isola aree identiche tra quella e la curva sperimentale al di sotto del momento di progetto corretto rispetto allo snervamento ed allo spessore, M_{Rdc}, come illustrato nella figura A.4 purché:

$$k_{ni} \leq = 1{,}15\, M_{Rd} / \theta_{ki} \qquad (A.10)$$

NOTA: Questa disposizione è stata studiata per limitare al 15% la differenza tra la rotazione a collasso assunta nel modello e quella indicata dalla prova, nei casi in cui il collegamento si comporti in modo non lineare.

Figura A.4 – Calcolo della rigidezza del collegamento

Il valore di progetto, k_d, della rigidezza del collegamento è il valore medio k_m, dove:

$$k_m = \frac{1}{n}\sum_{1}^{n} {}_i k_{ni} \quad (A.11)$$

A.2.3 Prove di taglio sui collegamenti di estremità dei bracci e sui dispositivi di blocco dei collegamenti

A.2.3.1 Scopo della prova

Lo scopo della presente prova è misurare la resistenza a taglio del collegamento e del suo dispositivo di blocco. Le prove devono essere condotte su una selezione di combinazioni di collegamenti colonna - braccio.

A.2.3.2 Disposizioni di prova

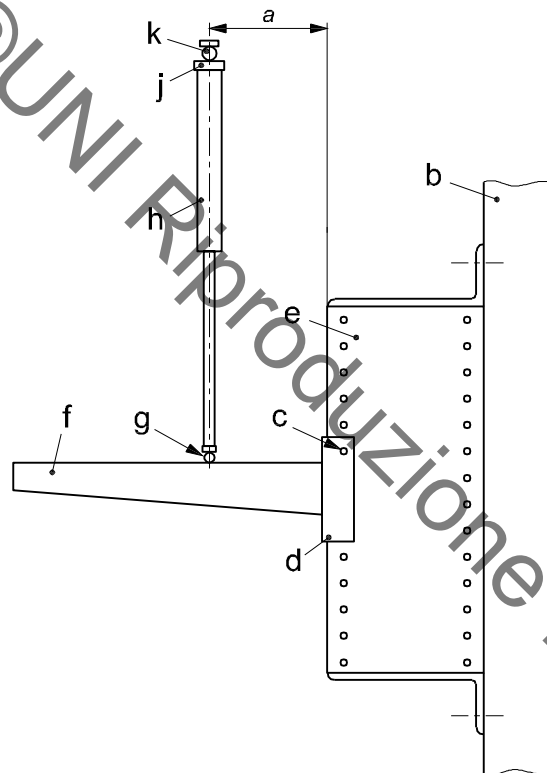
Per eseguire la prova occorre utilizzare un segmento corto di colonna fissato ad un telaio di rigidezza relativamente infinita, con un segmento di braccio attaccato per mezzo del collegamento da testare, come illustrato nella figura A.5. Si applica il carico al collegamento mediante un trasduttore con estremità incernierate collocato a una distanza “a” dal lato della colonna ed il più vicino possibile ad esso, ma non maggiore di 100 mm.

Il dispositivo di bloccaggio del collegamento deve essere sottoposto a prova applicando il carico nella direzione opposta.

Nel caso di un sistema a clampa, il provino deve essere realizzato con tutti i trattamenti superficiali e fissato con le coppie di serraggio in accordo con le istruzioni di montaggio del produttore.

Legenda

a distanza il più possibile vicino alla colonna
b telaio rigido di prova
c elemento di bloccaggio del braccio
d connettore del braccio
e colonna
f braccio
g rullo e sella
h attuatore
J cella di carico
K cerniera

Figura A.5 – Disposizione per la prova di taglio del collegamento d'estremità del braccio

NOTA 1: Il trasduttore di carico ed il supporto a vite devono essere allineati con l'asse baricentrico del braccio; il carico dovrebbe essere applicato attraverso l'intera larghezza della superficie superiore del braccio.

NOTA 2: Qualora sia difficile ottenere un campione per la prova di trazione dalla piastra del connettore che sia sufficientemente lontano dalla zona modificata dal calore o dalla deformazione a freddo, è accettabile anche eseguire la prova su un campione più piccolo di quello specificato nella UNI EN 10002. Tale prova non richiede alcun valore di allungamento. In alternativa, è possibile anche ottenere il campione di prova tagliandolo dal materiale di base del connettore prima della lavorazione di formatura a freddo dello stesso.

A.2.3.3 Metodo di prova

Per misurare la resistenza del collegamento d'estremità del braccio o del suo dispositivo di bloccaggio si deve caricare il braccio, come indicato nella figura A.9, fino a raggiungere il carico massimo F_{ti}.

A.2.3.4 Correzioni alle osservazioni

I risultati di queste prove devono essere corretti rispetto allo snervamento ed allo spessore come descritto nel punto A.2.4.4.

A.2.3.5 Calcolo dei risultati

Il valore caratteristico della resistenza al taglio del collegamento e del suo dispositivo di bloccaggio deve essere calcolato secondo la procedura descritta al punto 12.3.3 in base ai risultati di almeno tre prove.

A.2.4 Prova di flessione del collegamento base-colonna

A.2.4.1 Scopo della prova

Lo scopo della presente prova è di determinare direttamente la resistenza e la rigidezza a flessione del collegamento base – colonna o di convalidare un modello analitico delle proprietà del collegamento.
Il comportamento strutturale del collegamento è critico per il comportamento globale della struttura. Esso è influenzato da diversi fattori, quali:

- il tipo di colonna;
- lo spessore della colonna;
- il tipo di base;
- il tipo di collegamento;
- le proprietà del materiale utilizzato;
- la preparazione delle superfici a contatto.

Tutte le combinazioni di questi fattori, che si possono presentare nel progetto della struttura, devono essere sperimentate separatamente, a meno che si possa ragionevolmente dimostrare che l'interpolazione dei risultati fornisca una stima conservativa del parametro.

Per ogni tipo di accoppiamento base-colonna, devono essere ripetute tre prove identiche al fine di poter interpretare statisticamente i risultati, in conformità al punto 12.3.3.

A.2.7.2 Predisposizione della prova

La prova deve essere organizzata come segue:

a) uno spezzone di base “g” deve essere collegato ad un telaio di prova rigido. Dove:
   g ≥ parte più ampia del collegamento base-colonna + 2 x altezza della base

   Durante la prova non ci deve essere contatto tra la base ed il telaio di prova lungo questa distanza.
   Si collega poi un segmento di colonna alla base per mezzo del collegamento da testare. Nella figura A.6 si fornisce un esempio di una tipica disposizione di prova.

b) In caso di collegamenti bullonati a taglio o taglio e trazione, le condizioni di finitura superficiale e le azioni di serraggio devono essere in accordo con le istruzioni di assemblaggio del produttore.

c) I movimenti laterali e le torsioni della colonna devono essere evitati attraverso vincoli laterali che tuttavia devono permettere il libero movimento della colonna nella direzione del carico applicato.

d) Il carico deve essere applicato ad una distanza maggiore di 300 mm dalla faccia della colonna, come illustrato nella figura A.6.

NOTA: Si deve fare attenzione affichè la linea d'azione della forza non cambi in modo significativo

e) La rotazione deve essere misurata mediante:

1) trasduttori di spostamento appoggiati su una piastra fissata alla colonna in prossimità del collegamento, ma con un gioco sufficiente da permettere la distorsione del collegamento stesso (strumenti d_1 e d_2 nella figura A.5),
2) un inclinometro collegato alla colonna vicino al collegamento.

Legenda

b maggiore o uguale a 300mm

c attuatore

d apparecchi di misura

e telaio di prova

f altezza della base

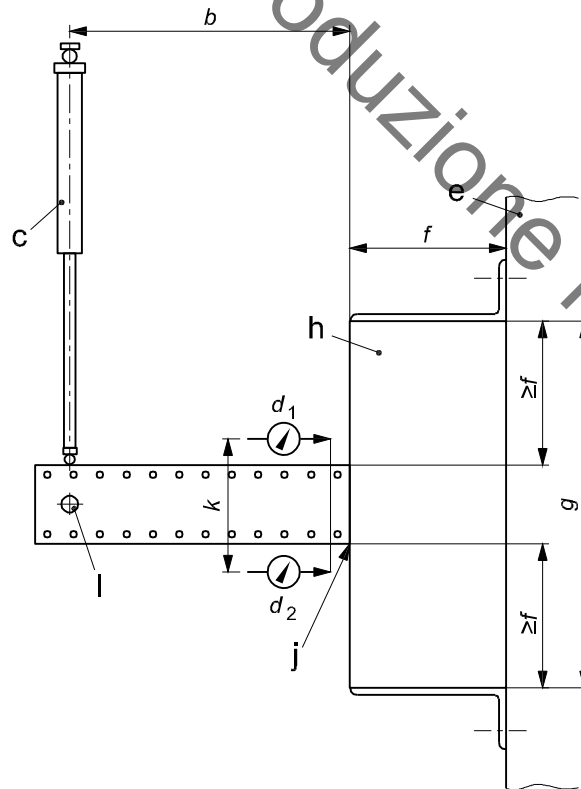
g lunghezza del provino

h campione di prova

j collegamento base-colonna

k distanza tra gli strumenti di misura

l vincoli laterali che consento la deformazione verticale

Figura A.6. - Disposizione per la prova di flessione del collegamento base-colonna

A.2.4.3 Procedura di prova

Un carico iniziale F pari al 10 % del carico di collasso atteso, può essere applicato al sistema e poi rimosso come precarico per assestare i componenti. Gli strumenti di misura devono essere azzerati.

Il carico F deve quindi essere aumentato gradualmente fino a raggiungere il carico massimo ed il cedimento del collegamento. Per ogni prova deve essere misurata la rotazione del collegamento e deve essere diagrammata la curva momento M - rotazione θ, dove:

$$M = b\,F \qquad \text{(A.7)}$$

$$\theta = \frac{\delta_2 - \delta_1}{k} \qquad \text{(A.8)}$$

dove:

b = braccio di leva per il carico F

k = distanza tra gli strumenti C_1 e C_2 nella Figura A.5

δ_1 = spostamento misurato con lo strumento d_1

δ_2 = spostamento misurato con lo strumento d_2

A.2.4.4 Correzioni dei valori osservati

Per calcolare il coefficiente di correzione vedere equazione 38 al punto 12.3.5.

NOTA Se il collegamento dipende da bulloni, spine ecc. anche questi dovrebbero essere verificati ed apportate le relative correzioni.

Il componente significativo è quello che fornisce la correzione maggiore ai valori di prova,indipendentemente da quale sia stato il componente che ha raggiunto il collasso per primo. Correzioni minori o uguali al 15% possono essere trascurate.

Per ogni prova, la curva momento – rotazione deve essere corretta rispetto alle variazioni di spessore.

A.2.4.5 Derivazione dei risultati e procedura per definire le curve

La rigidezza ed il momento resistente del collegamento base-colonna è ricavata con la stessa procedura definita per il collegamento dei bracci (vedere punto A 2.2.5)

Il valore di progetto $k_{d,}$ della rigidezza del collegamento deve essere assunto pari al valore medio delle prove, k_m:

$$k_m = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} k_{ni}$$

A.2.5 Prova per determinare la lassità del collegamento base - colonna

La presente prova è obbligatoria se la lassità del collegamento non può essere determinata correttamente per via teorica.

A.2.5.1 Scopo della prova

Lo scopo della prova è di determinare la lassità del collegamento base - colonna. Il comportamento strutturale del collegamento è critico per il comportamento globale della struttura. Esso è influenzato da diversi fattori, quali:

- il tipo di colonna;
- lo spessore della colonna;
- il tipo di base;
- le proprietà del materiale utilizzato;
- la finitura superficiale delle superfici collegate, per collegamenti bullonati soggetti a taglio.

Tutte le combinazioni di questi fattori, che si possono presentare nel progetto della struttura, devono essere sperimentate separatamente, a meno che si possa ragionevolmente dimostrare che l'interpolazione dei risultati fornisca una stima conservativa del parametro.

Per ogni tipo di accoppiamento base-colonna, devono essere ripetute tre prove identiche al fine di poter interpretare statisticamente i risultati, in conformità al punto 12.3.3.

A.2.5.2 Predisposizione della prova

La prova deve essere organizzata come segue:

a) uno spezzone di base deve essere collegato ad un telaio di prova rigido.

b) In caso di collegamenti bullonati a taglio o taglio e trazione, le condizioni di finitura superficiale e le azioni di serraggio devono essere in accordo con le istruzioni di assemblaggio del produttore.

c) I movimenti laterali e le torsioni della colonna devono essere evitati attraverso vincoli laterali che tuttavia devono permettere il libero movimento della colonna nella direzione del carico applicato.

d) Il carico deve essere applicato ad una distanza sufficiente da consentire di raggiungere il 20% della capacità flessionale della colonna o del collegamento o della base (quale sia la più piccola), dal lato superiore della base come mostrato in figura A.7.

e) La rotazione deve essere misurata con uno dei metodi alternativi seguenti:

    1) trasduttori di spostamento supportati da un piatto fissato alla colonna in prossimità del collegamento ma sufficientemente distanti da consentire la flessione del collegamento stesso (comparatori d_1 e d_2 in figura A.7);

    2) un inclinometro collegato alla colonna vicino al collegamento di base.

Legenda

b >500mm

c trasduttore di carico

d strumenti di misura

e telaio rigido di prova

f altezza della sezione di base

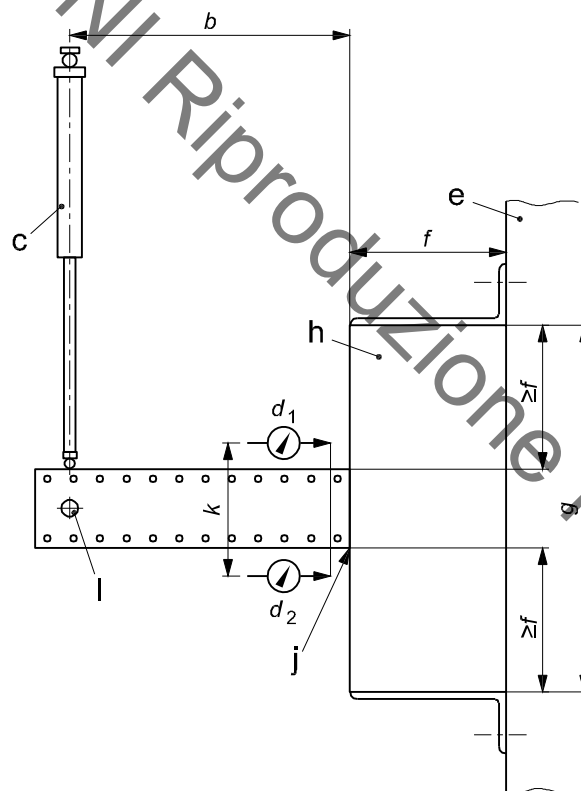
g lunghezza del provino

h Base tozza

j collegamento base - colonna

k distanza degli strumenti di misura

l vincolo laterale che consente la deformazione nel piano verticale

Figura A.7. **– Assemblaggio per la prova di lassità del collegamento base - colonna**

A.2.7.3 Procedimento di prova

Il carico F deve essere aumentato gradualmente fino a metà del momento resistente del collegamento. Il carico deve essere gradulmente diminuito e riapplicato nella direzione opposta. Devono essere ripetuti 5 cicli.

Per ogni prova deve essere misurata la rotazione del collegamento e deve essere diagrammata la curva momento M - rotazione θ, dove:

$$M = b\,F \qquad \text{(A.15)}$$

$$\theta = \frac{\delta_2 - \delta_1}{k} \qquad \text{(A.16)}$$

dove:

b = braccio di leva della forza F

k = distanza tra i comparatori d_1 e d_2

δ_1 = spostamento misurato da d_1

δ_2 = spostamento misurato da d_2

A.2.7.4 Correzioni alle misure osservate

Non è necessario apportare correzioni alle misurazioni ottenuta da tale prova.

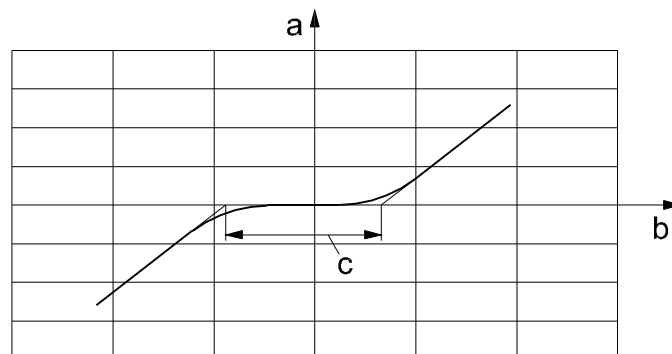
La lassità del collegamento corrisponde ad ½ del valore totale misurato (vedere figura A.8).

Legenda

a momento flettente

b rotazione

c valore corrispondente al doppio della lassità

Figura A.8. – Esempio di diagramma da cui si ricava la lassità

Appendice B - Studi di base sull'accettazione di materiali con basso rapporto f_u/f_y (acciai ridotti a freddo)

(informativa)

Nel processo di riduzione a freddo, la striscia di acciaio normalizzato è ridotta a freddo per reggiungere una migliore resistenza. I valori caratteristici di f_y e f_u sono quindi determinati e controllati sotto un sistema di controllo della qualità che assicuri proprietà fisiche e di trazione coerenti. Questo acciaio particolare può essere realizzato con tolleranze molto ristrette (meglio di metà della tolleranza per materilai laminate a caldo) e dare benefici grazie alla migliore resistenza. Gli acciai ridotti a freddo sono stati utilizzati nella produzione di scaffaalature portapallet da più di 40 anni.

L'origine dei requisiti al punto 3.1.1 della UNI EN 1993-1-3:2006 che, per acciai non normalizzati, il rapporto f_u/f_y non dovrebbe essere minore di 1,10 è incerto e probabilmente storico (recentemente è stato ridotto da 1,20). Gli acciai permessi dal prospetto 3.1 della UNI EN 1993-1-3:2006 hanno valori fino a 1,09. Il valore corrispondente nelle norme americane (AISI) è 1,08 insieme ad un requisito sull'allungamento. Alcuni produttori europei di scaffalature hanno molti anni di esperienza nell'utilizzo di acciai ridotti a freddo con f_u/f_y < 1,10 e per questa ragione, nella presente norma è specificato un requisito meno restrittivo. Il motivo è triplice.

1. La ragione per mantenere il valore 1,10 è difficile da sostenere come sopra esposto.
2. Le difficoltà create dalla bassa duttilità del materiale sono molto rare e quando si manifestano sono o nel processo di formatura a freddo o nelle prestazioni dei collegamenti. In questo documento qualsiasi potenziale problema nel processo di fromatura a freddo è eliminato richiedendo una prova di piegatura.
3. I produttori che utilizzano acciai ridotti a freddo hanno sponsorizzato un programma estensivo di ricerca per dimostrare che la prestazione dei loro prodotti non è in alcun caso inferiore a quella di un acciaio normale.

Tuttavia si dovrebbe porre attenzione nell'utilizzo di questi materiali quando t > 3 mm o a basse temperature.

Materiali di spessore maggiore in genere non superano la prova di piegatura del punto A.1.2.

NOTA Vedere articolo di J M Davies and J S Cowen, 12th International Speciality Conference, in bibliografia.

Appendice C — Spazi liberi per le unità di carico e l’attrezzatura di movimentazione

(Normativa)

C.1 Spazi liberi per le unità di carico

Gli spazi liberi devono essere considerati in relazione alle massime misure globali dell’unità di carico, includendo qualsiasi sporgenza del carico. Le dimensioni massime dell’unità di carico devono essere specificate dal redattore delle specifiche o dall’utilizzatore.

C.2 Spazi liberi orizzontali e verticali in una campata

Gli spazi orizzontali e verticali non devono essere minori dei valori mostrati in figura C.1 e nel prospetto C.1.

NOTA In ambienti ad alto rischio (vedere il punto B.4 della UNI EN 15620) come definito dallo specificatore, spazi maggiori possono essere richiesti per mantenere condizioni di operatività in sicurezza.

Legenda

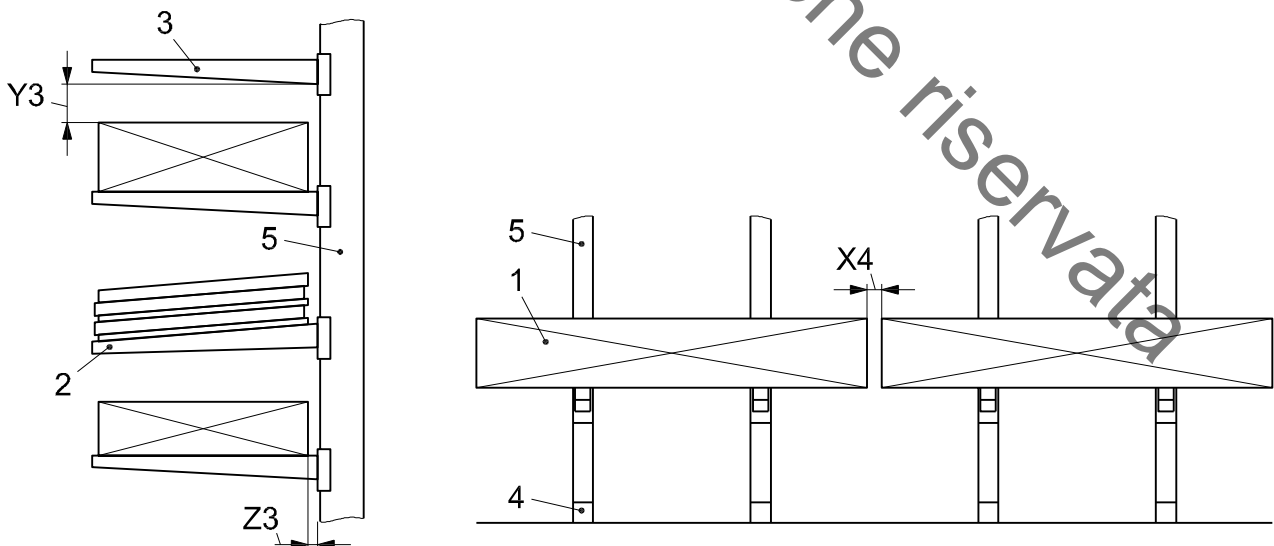
1 Carico sporgente

2 Braccio rappresentato con deformazione

3 Braccio rappresentato senza deformazione

4 Base

5 Colonna

Figura C.1 — Spazi liberi orizzontali e verticali

Prospetto C.1— Spazi liberi orizzontali e verticali in una campata

Altezza del braccio da terra Y_h mm	X_4 mm Lunghezza del carico fino a 3 m	X_4 mm Lunghezza del carico da 3 m a 6 m	X_4 mm Lunghezza del carico oltre 6 m	Y_3 mm
3000	200	250	300	75
6000	250	300	350	100
9000	300	350	400	150
13000	400	450	500	200

Se il carico è flessibile si deve considerare la possibilità di aumentare Y_3 (vedere appendice D).
Per altri valori di Y_h i valori possono essere ottenuti per interpolazione.

NOTA: Non è fornito alcun requisito per lo spazio libero in direzione traversale tra il lato posteriore del carico e la colonna. Si dovrebbe porre attenzione durante le operazioni di carico e scarico per garantire che non sia applicato un carico da impatto sulla colonna. La colonna non è considerata un elemento di ausilio al posizionamento come definito nella UNI EN 15512.

C.3. Spazi liberi su pavimenti inclinati

C.3.1 Generalità

L'effetto delle tolleranze del pavimento deve essere considerato in aggiunta agli spazi liberi della scaffalatura definiti nella presente appendice.
Per pavimentazioni esterne, che spesso sono realizzate con pendenze elevate per lo smaltimento delle acque piovane, potrebbero essere richiesti spazi aggiuntivi per compensare la differente inclinazione tra la scaffalatura e il carico.
Scaffalature installate rispetto ad un livello di riferimento su una pendenza longitudinale possono generare carichi maggiori su un singolo braccio durante le operazioni di carico e scarico. Questo può essere un problema sia operativo che di progetto.

C.3.2. Direzione trasversale

La scaffalatura deve essere spessorata in verticale e il carrello deve occasionalmente utilizzare il dispositivo di inclinazione delle forche nelle operazioni di carico e scarico delle merci sulle scaffalature. Solo in casi estremi sono necessarie ulteriori azioni.

C.3.3. Direzione longitudinale

Se, in direzione longitudinale, la differenza in altezza tra due punti distanti 1 m è più di 3 mm allora si possono utilizzare i valori di Y_3 dati nel prospetto C1, poiché includono già una tolleranza per l'effetto mostrato in figura C2.

NOTA: Un pavimento soddisfacente la classe FM3 secondo la UNI EN 15635 normalmente soddisfa questo criterio.

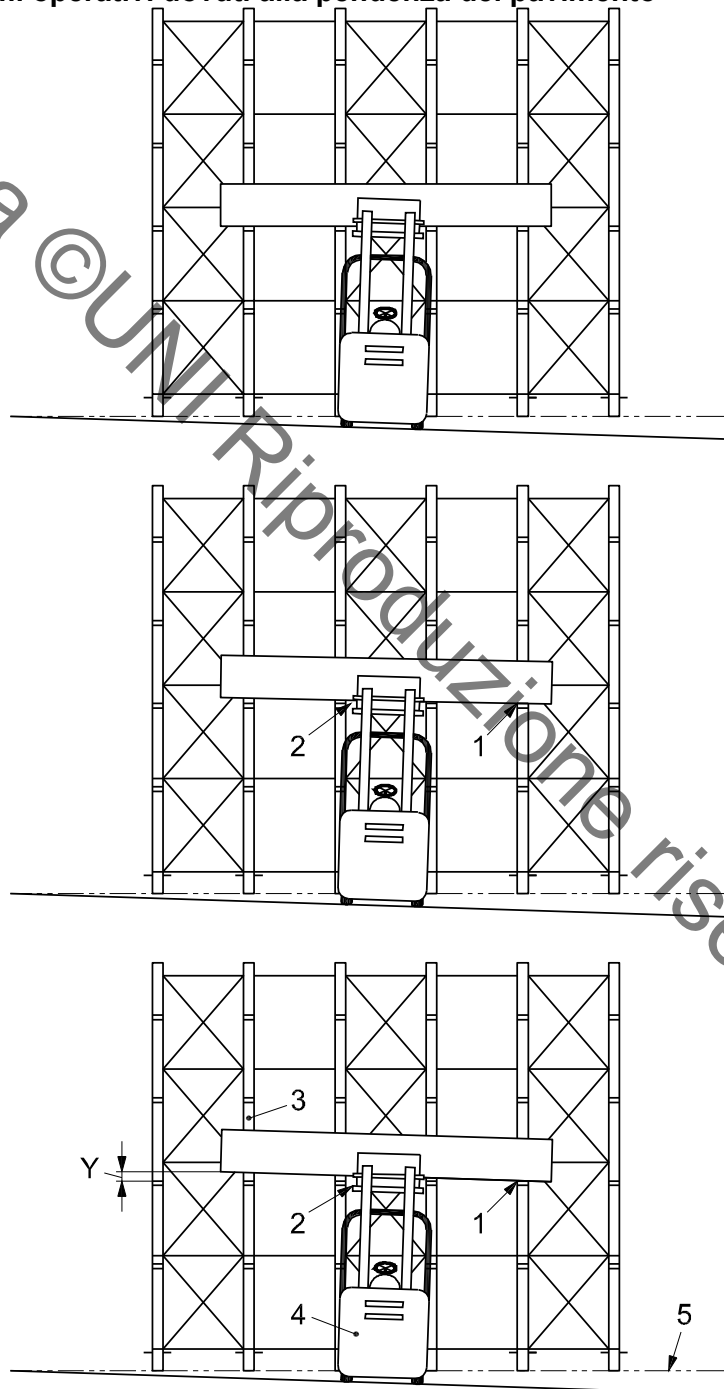
Se la differenza su 1 metro è maggiore di 3 millimetri, allora il valore di Y_3 deve essere aumentato della dimensione Y come mostrato in figura C2.

C.4 Tolleranze della pavimentazione

Per applicazioni sopra i 6 metri di altezza le tolleranze della pavimentazione devono essere quelle definite nel punto 6.1 della UNI EN 15620, per installazioni classe 300 VNA (corridoi molto stretti).

Legenda

1 contatto iniziale del carico con un singolo braccio mentre il carico è ancora parzialmente supportato dal carrello il carrello sostiene il rimanente carico
2 spazio ridotto tra la parte superiore del carico ed il braccio sottostante
3 carrello in movimento sul pavimento inclinato
4 scaffale installato con riferimento ad un asse orizzontale
Y spazio libero sopra il braccio dovuto al pavimento inclinato

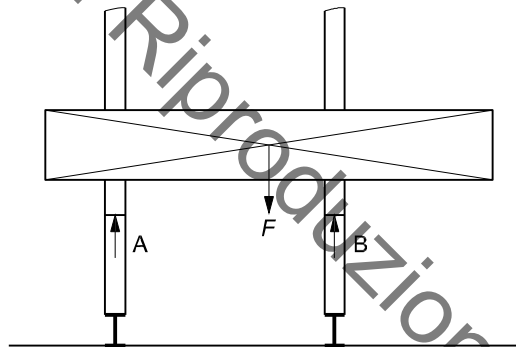
Figura C2 – Problemi operativi dovuti alla pendenza del pavimento

Appendice D Effetto della rigidezza dei carichi e del posizionamento

(informativa)

D.1. Generalità

Il carico asimmetrico su una campata o una serie di campate può essere dovuto a diverse cause, come illustrato nei punti seguenti.

D.2. Carico rigido asimmetrico

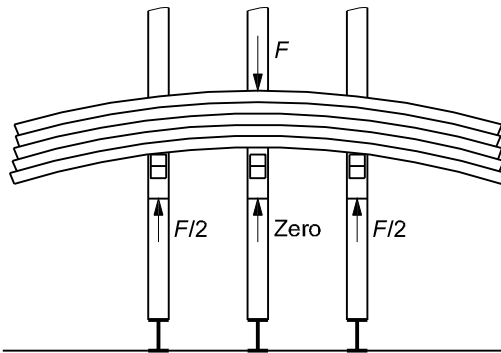
Figura D.1. Carico posizionato in modo asimmetrico

Un'unità di carico posizionata in modo asimmetrico produce carichi non omogenei sui bracci; per esempio in figura D1 il carico sul braccio B è maggiore di quello sul braccio A.

Si deve porre attenzione affinchè il baricentro del carico non si sposti oltre il punto B creando così una situazione instabile.

D.3 Carichi flessibili ampiamente debordanti dai bracci

Un'unità di carico flessibile con ampio debordo in corrispondenza di ciascuna estremità si comporterà in modo simile alla situazione rappresentata in figura D2, dove un carico sproporzionato è collocato sui due supporti esterni mentre il supporto centrale non risulta caricato. In casi estremi questa situazione si può verificare sui due appoggi esterni, creando azioni orizzontali su appoggi progettati per i soli carichi verticali.

In tali circostanze risulta opportuno collocare il carico su un pallet in modo tale da consentire la distribuzione dei carichi secondo quanto previsto dalla progettazione della struttura cantilever.

Figura D.2 – Carichi flessibili

D.4 Carichi flessibili privi di debordo

Un'unità di carico flessibile senza debordo a ciascuna estremità può dare origine alla situazione riportata in figura D3, in cui il 25% del carico è collocato sui due supporti esterni mentre il supporto centrale sostiene il 50 % del carico.

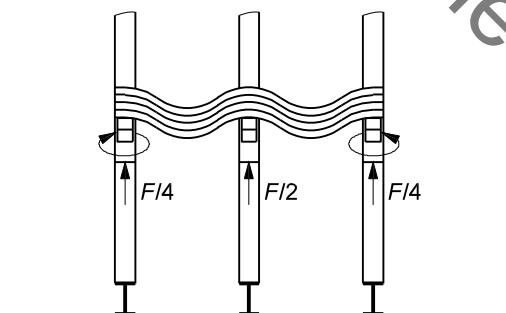
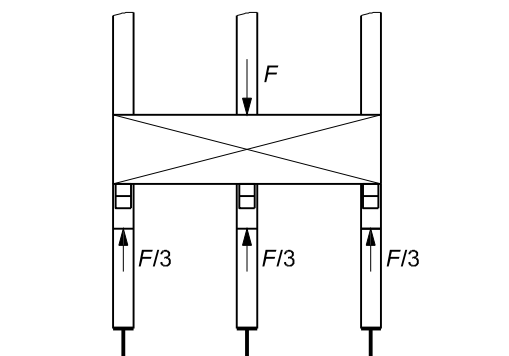
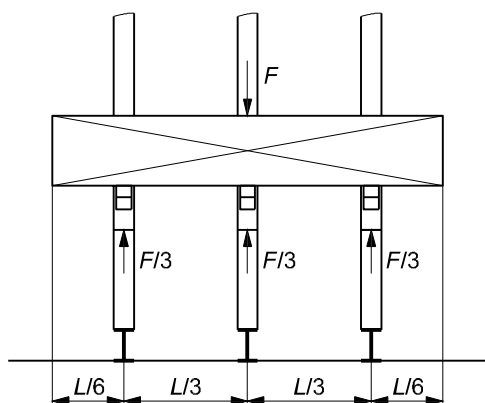
Figura D.3 – Carichi flessibili privi di debordo

D.5 Carichi rigidi

Figura D.4 – Carichi rigidi

Un'unità di carico rigida, senza debordo, può comportarsi come in figura D.4, trasferendo quasi uniformemente il carico sui due bracci laterali e quello centrale.

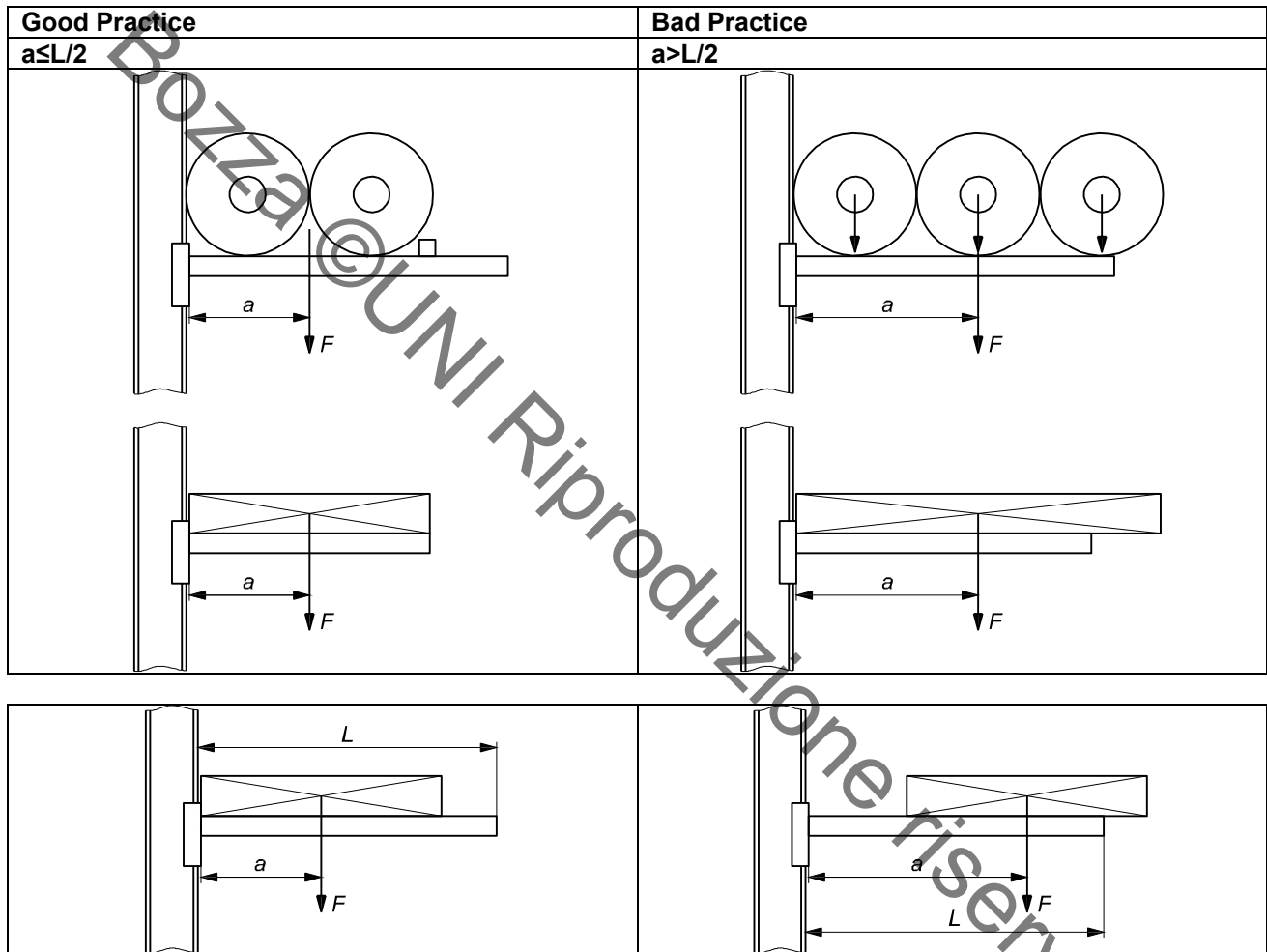
D.6 Carico simmetrico su una struttura cantilever a due campate.

La configurazione rappresentata in figura D.5 costituisce un carico uniforme sui bracci di una struttura cantilever a tre colonne. Occorre tuttavia notare che lo stoccaggio di prodotti rigidi, come macchine utensili, su una serie di bracci tende a uniformare i carichi sui bracci stessi, benché simili situazioni potrebbero ovviamente provocare l'insorgere di problemi di altro tipo.

Figura D.5 – Carichi con debordo

D.7 Effetto dei metodi operativi

La figura D.7 illustra gli effetti dei carichi sulla struttura, quando posizionati seconde regole di buona pratica o no.

Figura D.6 – differenti effetti dei carichi sui bracci (carichi non uniformi)

Good Practice	**Bad Practice**
a≤L/2	**a>L/2**
a F a F	a F a F
L a F	a F L

Appendice E Tolleranze di installazione

(normativa)

Le massime tolleranze ammissibili dopo l'installazione, con la scaffalatura cantilever non ancora caricata, devono corrispondere ai limiti definiti nei prospetti E.1. ed E.2 e mostrati nelle figure E.1 e E.2

Prospetto E.1 - Limiti di tolleranza orizzontale nel piano X Z (mm)

Misura, codice dimensionale e descrizione tolleranza	**Tolleranze di montaggio per scaffalatura cantilever**
δA variazione dalla dimensione nominale della larghezza delle campate tra gli assi delle due colonne ad un qualsiasi livello di bracci	+ / - 5
δA_t variazione dalla dimensione nominale della lunghezza totale del cantilever, cumulativo per un numero di campate 'n', misurata vicino al livello del pavimento	+ / - 3n
δB_0 Variazione dalla dimensione nominale del fronte del cantilever con riferimento alla "linea di riferimento Z" , misurata vicino al pavimento	+ / - 10
BF Disallineamento di due colonne opposte ai lati di un corridoio, misurato al livello di pavimento	+ / - 25
C_x Fuori piombo di ogni intelaiatura nella direzione X	+ / - H/350
C_z Fuori piombo della struttura nella direzione Z	+ / - H/350
δD Variazione dalla dimensione nominale della profondità del cantilever	+ / - 6
δE Variazione dalla dimensione nominale della larghezza del corridoio, misurata a livello del pavimento	+ / - 15
δF Variazione dal valore nominale di rettilineità di un corridoio, misurata a livello del pavimento, per quanto riguarda l'allineamento in direzione X'.	+ / - 15
G_x Rettilineità di una braccio o di una base in direzione X	+ / - L/100
J_x Rettilineità della colonna in direzione X tra due traversi di controvento consecutivi a distanza HB.	Massimo tra: + / - 5 or + / - HB/300
J_z Curvatura iniziale di una colonna in direzione Z	+ / - H/500
T_w Torsione della braccio a metà lunghezza	1^{o} per metro

Prospetto E.2 — Tolleranze misurate in verticale in direzione Y

Misura, codice dimensionale e descrizione della tolleranza	Tolleranze di montaggio per scaffalatura cantilever (mm)
$\mathbf{G_y}$ Rettilineità della braccio in direzione Y	+ / - L/250
$\delta \mathbf{H_{1A}}$ Variazioni in altezza della parte superiore di basi adiacenti	+ / - 5
$\delta \mathbf{H_1}$ Variazione di posizione della parte superiore di ciascuna braccio rispetto alla base	+ / - 10

NOTA 1 Per valutare le tolleranze di montaggio e gli spazi liberi (per la movimentazione), possono essere utilizzate misurazioni a campione da eseguire prima che il cantilever sia caricato. Le tolleranze indicate nel presente documento non sono applicabili dopo che la struttura è stata caricata. Ulteriori indagini sulle misure, se necessario, possono essere indicate più compiutamente nei singoli documenti contrattuali (vedere appendice D).

NOTA 2 Le specifiche di contratto dovrebbero indicare se, nel caso peggiore dovrebbero essere rispettati tutti i valori di tolleranza, o se, pur rispettando la funzionalità di tutto il sistema (vedere appendice E), i valori possono discostarsi dai dati indicati nel presente documento, per motivi tecnici o economici.

Legenda
Vedere prospetti E.1 e E.2

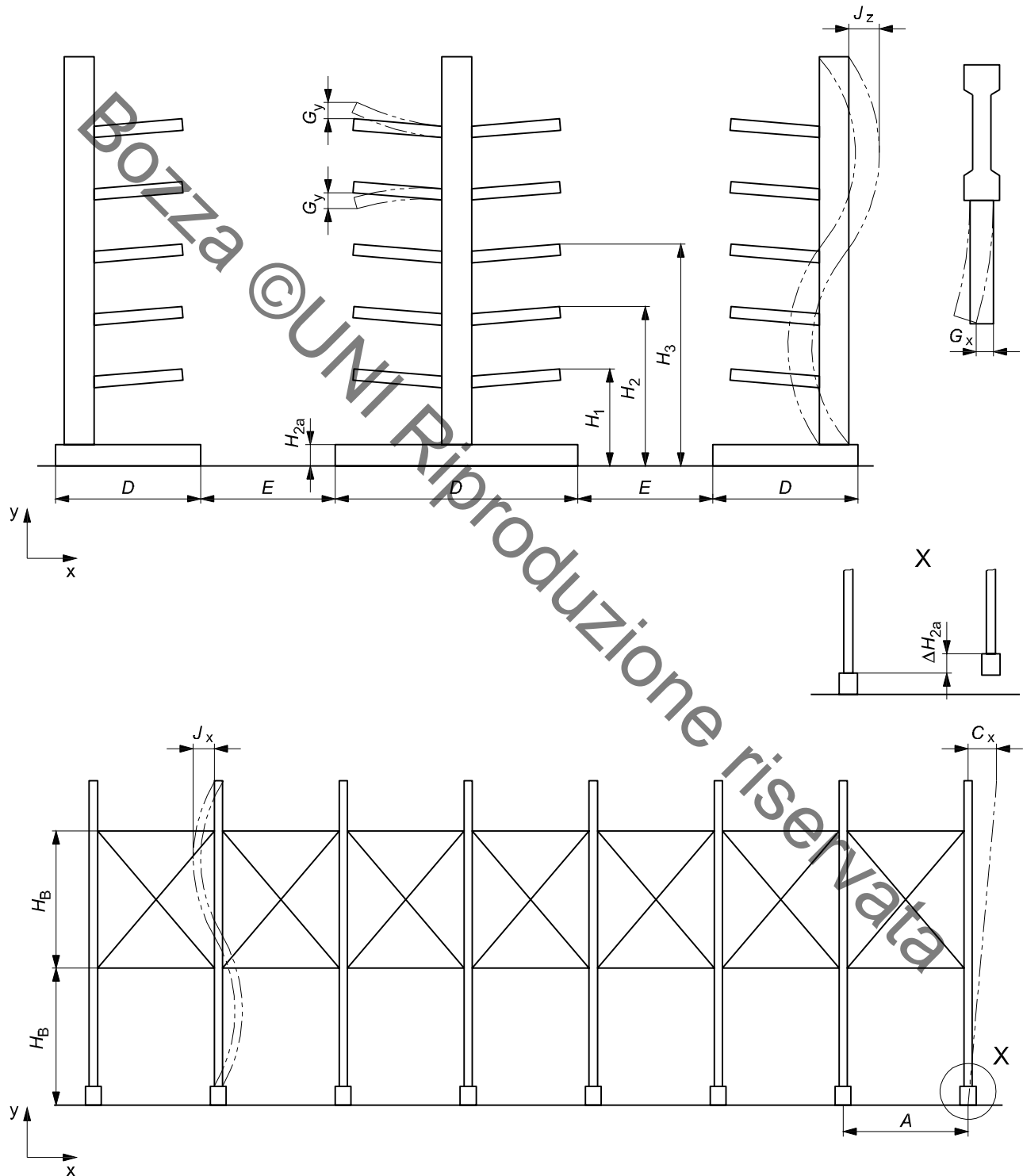
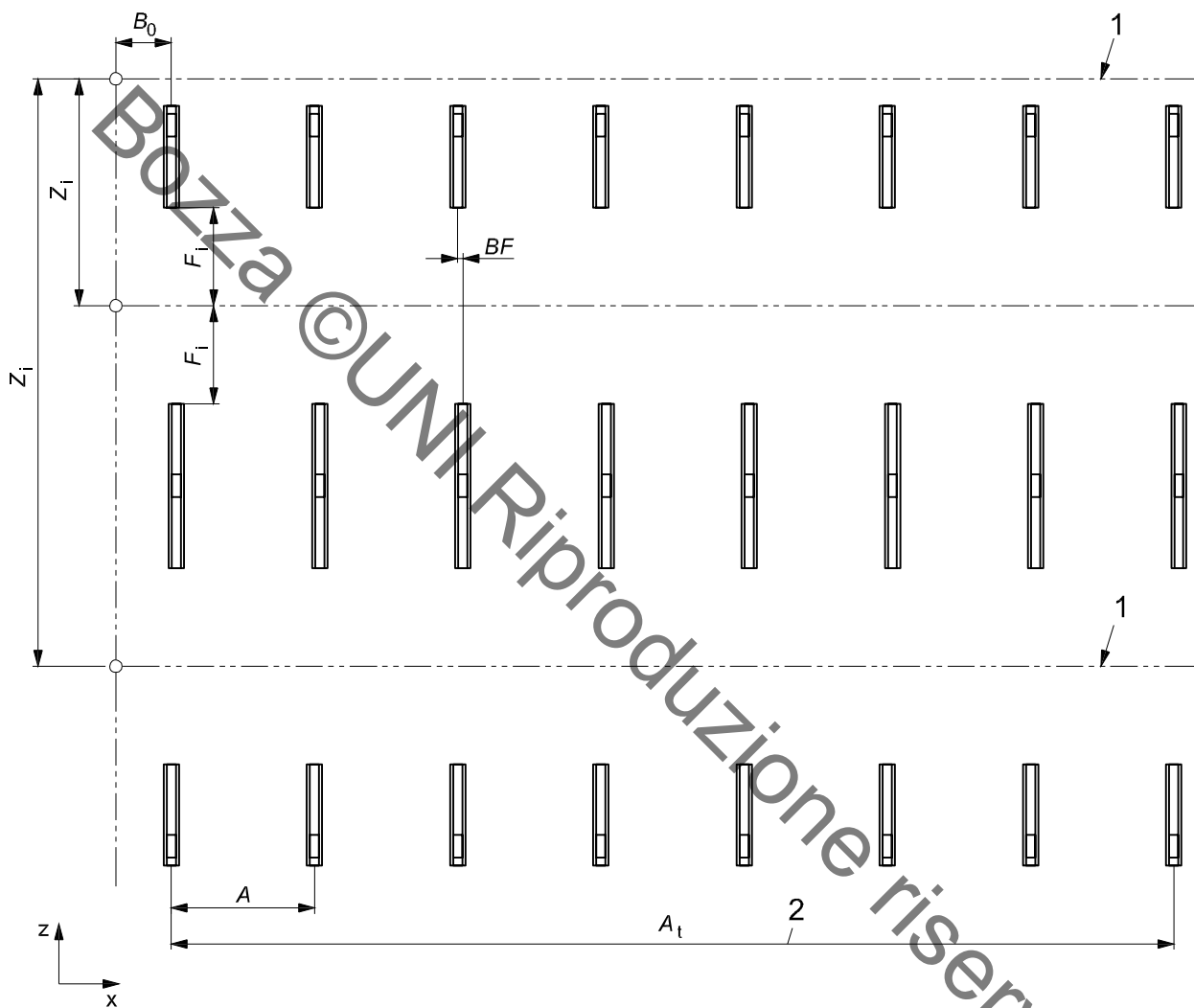
Figura E.1 —Tolleranze verticali ed orizzontali

Legenda
Vedere prospetti E.1 e E.2

Figura E.2 —Tolleranze orizzontali

Appendice F Torsione

(informativa)

F.1 Vincoli in direzione longitudinale per profili torsionalmente deboli

Sezioni laminate a caldo possono essere particolarmente vulnerabili all'effetto della torsione ed il progettista deve considerare questo problema.
Il vincolo torsionale offerto dal collegamento del controvento alla colonna dipende dai dettagli costruttivi.

Nelle figure seguenti sono illustrati esempi di vincolo torsionale debole (figura F.1) e vincolo torsionale efficace (figura F.2)

Figura F.1 – Esempio di vincolo debole

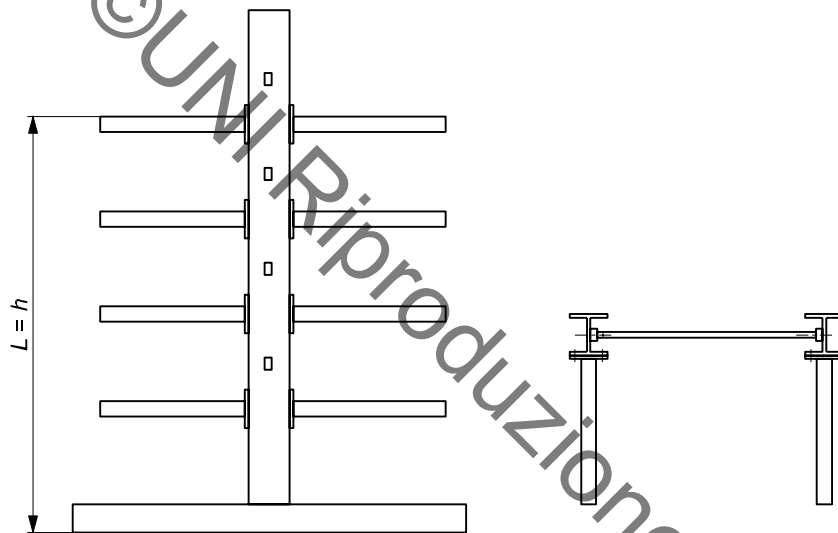
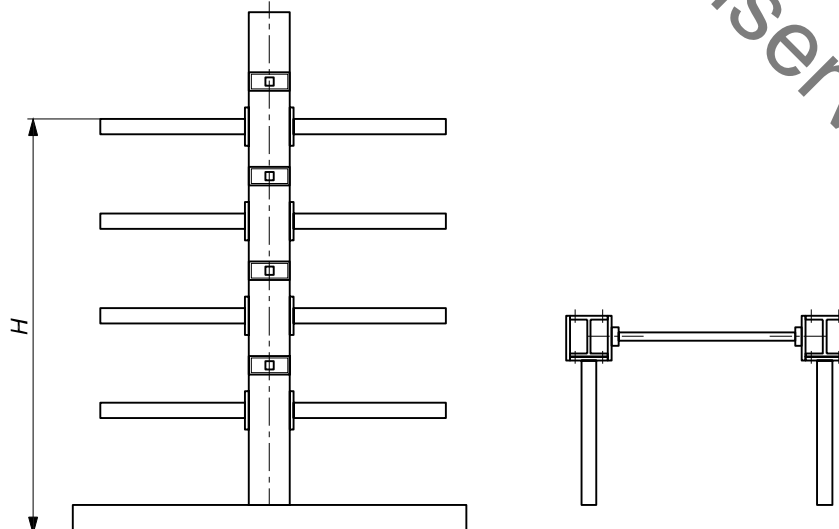



Figura F.2 – Esempio di vincolo torsionale efficace

Il vincolo torsionale del controvento longitudinale è considerato efficace solo se le flange sono collegate in modo da prevenire l'instabilità torsionale del profilo.

Se il profilo non è vincolato in modo efficace, la lunghezza di sistema L deve essere assunta pari all'altezza totale della colonna.

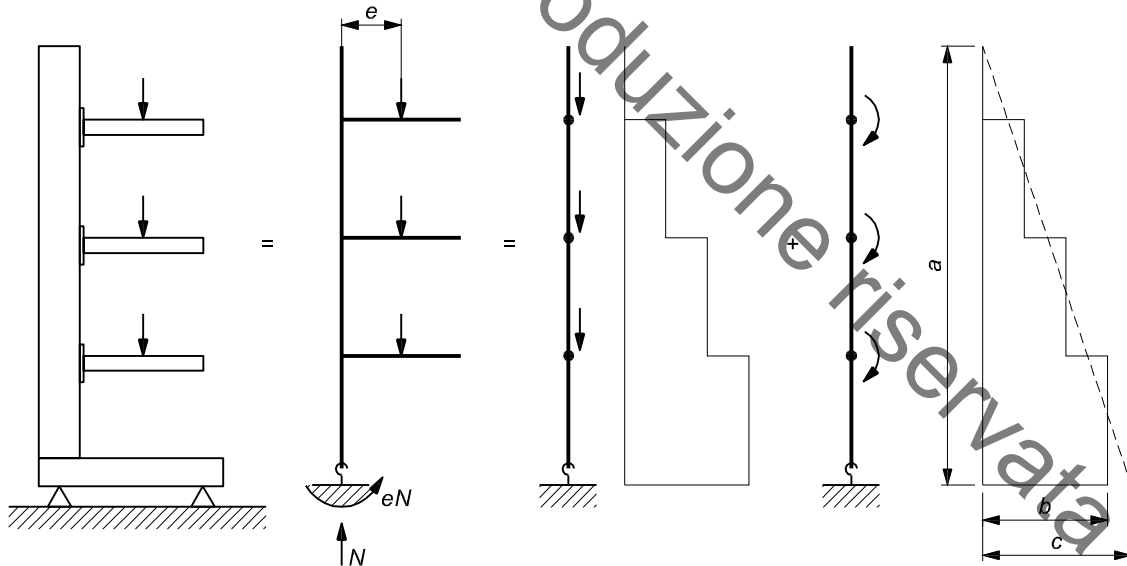
F.2 Progetto delle colonne rispetto all'instabilità flesso-torsionale in direzione trasversale – profili ad I laminati a caldo

F.2.1 Schema statico generale

Nel caso di colonna caricata solo da un lato, soggetta a compressione e flessione, la figura F.3 mostra la distribuzione del momento equivalente.

Legenda

a lunghezza equivalente della colonna L_{LFTB} per la verifica di stabilità flesso torsionale
b momento flettente effettivo alla base
c momento flettente equivalente alla base M_{LFTB}

Figura F.3 – Schema statico di colonna monofronte

F.2.2. Calcolo di $M_{TFB,cr}$ per profili laminati a caldo con sezioni ad I

Per una mensola realizzata con un profilo ad I laminato a caldo e caricata con un'azione concentrata all'estremità, agente nel baricentro della sezione trasversale, priva di vincoli rotazionali per tutta la lunghezzza, il momento critico elastico $M_{TFB,cr,el}$ è:

$$M_{TFB,cr,el} = \gamma_2 \sqrt{\left(\frac{E\, I_z G\, I_t}{L}\right)}$$

NOTA: Formula tratta da “Theory of elastic stability” Timoshenko & Gere, cl.6.3.

Dove:
$L = L_{TFB}$
I_z = momento d’inerzia rispetto all’asse debole della sezione
$C = G\, I_T$
$C_1 = E\, C_W$
I_T = rigidezza torsionale di De S. Venant
C_W = costante d’ingobbamento
γ_2 da determinare secondo il prospetto G.2
W_{el} = modulo flessionale elastico della sezione
$M_{TFB,cr}$ = momento flettente critico per instabilità torsionale
$M_{TFB,cr,el}$ = momento flettente critico elastico per instabilità torsionale

$M_{TFB,cr}$ può essere determinato con l’approccio descritto nel punto H.2.2. sostituendo il termine $\frac{0.66\, E}{\left(\frac{L\, h}{b\, t_f}\right)}$ con il termine ($M_{TFB,cr,el}$ / W_{el}).

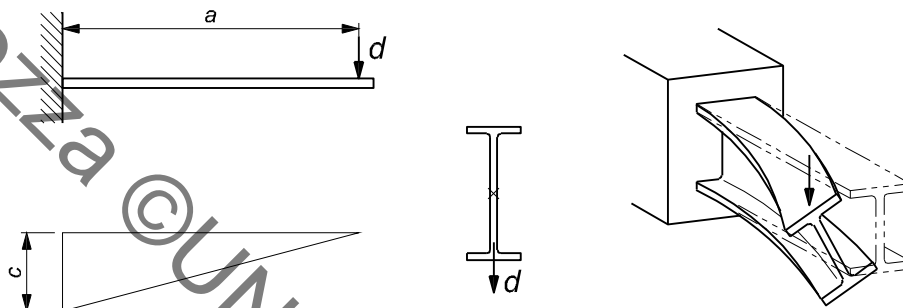
Prospetto F.1 Coefficienti γ_2

$\frac{L^2 C}{C_1}$	0.1	1	2	3	4	6	8
γ_2	44.3	15.7	12.2	10.7	9.76	8.69	8.03
$\frac{L^2 C}{C_1}$	10	12	14	16	24	32	40
γ_2	7.58	7.20	6.96	6.73	6.19	5.87	5.64

La distribuzione del momento equivalente lungo l’altezza della colonna è simile al caso di carico di una mensola caricata con un carico concentrato all’estremità (figura F.4).

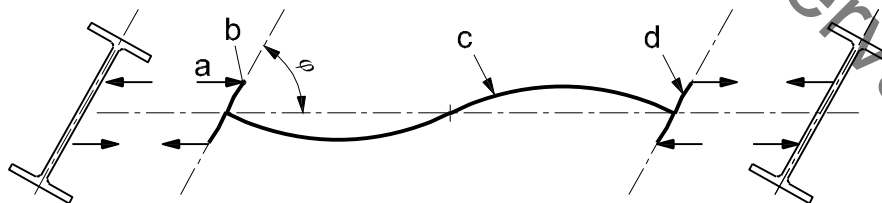
Legenda

a lunghezza equivalente della colonna L_{LFTB} per la verifica di stabilità flesso-torsionale
c momento flettente equivalente al livello della base, M_{LFTB}
d carico concentrato equivalente $H_{LFTB} = M_{LFTB} / L_{LFTB}$

Figura F.4 – Modello statico equivalente della colonna caricata a flessione e modalità di collasso per instabilità flesso-torsionale

Quando sono disposti vincoli torsionali, in generale essi sono progettati come una funzione aggiuntiva delle travi di collegamento e dei loro collegamenti alla colonna. Lo schema statico è mostrato in figura F.5.

Legenda

a forza stabilizzante H_{stab}, dal momento stabilizzante: M_{stab} = e H_{stab}
b punto di applicazione della forza H_{stab} al piatto di collegamento tra trave e colonna
c trave di collegamento
d piatto di collegamento della trave di collegamento
e braccio di leva del momento stabilizzante

Figura F.5 Schema statico di un vincolo torsionale realizzato mediante la rigidezza flessionale della trave di collegamento

Si può assumere di avere un vincolo torsionale adeguato quando è soddisfatta la condizione seguente.

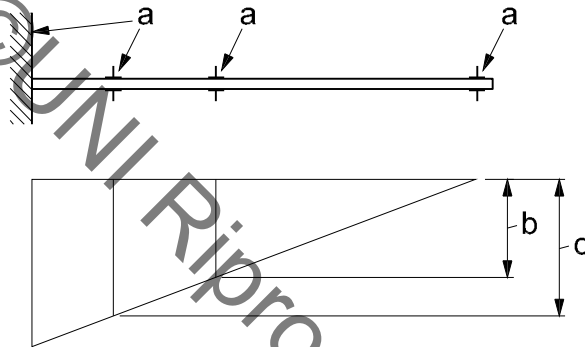
$\varphi \leq 1/50$ rad (1° circa) in corrispondenza di un momento flettente M_{stab} = e H_{stab}
φ è la rotazione della connessione della trave di collegamento al livello di carico del momento M_{stab}.

H_{stab} è pari a 0.5% della forza normale nella parte della sezione a I (flangia più 1/6 dell'altezza dell'anima) dovuta al momento flettente nella colonna al livello della trave in esame.

Se in sommità alla colonna, e possibilmente anche in una posizione intermedia, sono predisposti vincoli torsionali adeguati (H_{stab} si ricava in funzione del momento flettente medio nella colonna sopra l'altezza fino al vincolo adiacente più in basso), lo schema statico corrisponde a quello di figura G.6.

Legenda

a vincolo a forcella – vincolo torsionale adeguato per la colonna
b momento flettente in corrispondenza del vincolo superiore
c momento flettente in corrispondenza del vincolo inferiore

Figura F.6 – colonna cantilever con vincoli torsionali intermedi, almeno equivalenti a forcelle

$M_{TFB,cr}$ può essere determinato dalla letteratura o dalle formule descritte nel seguito.

Se: $\frac{L\,h}{b\,t_f} \leq 250$

$\sigma_{TFB,ccr} \leq f_y$ (nessuna riduzione dovuta all'instabilità flesso-torsionale).

Se: $250 \leq \frac{L\,h}{b\,t_f} \leq \frac{0{,}66\,E}{0{,}7\,f_y}$

$$\sigma_{TBF,cr} = f_y - \left\{ \frac{\left[\frac{Lh}{bt_f} - 250\right]}{\left[\frac{0{,}66\,E}{f_y}\right]} \right\} 0{,}3$$

Se: $\frac{L\,h}{b\,t_f} \geq \frac{0{,}66\,E}{0{,}7\,f_y}$

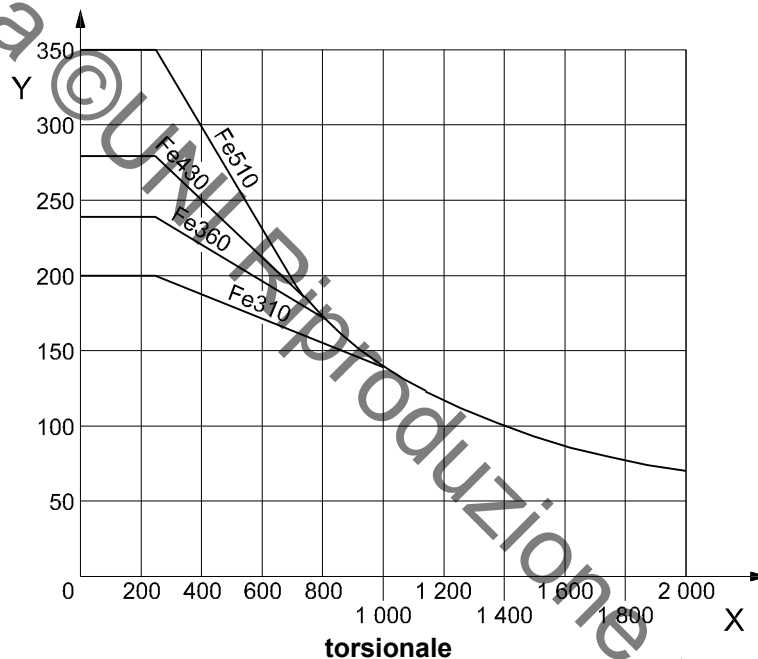
$$\sigma_{TBF,cr} = \frac{0{,}66\,E}{\left[\frac{Lh}{b\,t_f}\right]}$$

Quindi:
$M_{TFB,cr} = \sigma_{TFB,cr} W_{el}$

Dove:
L è la distanza tra due vincoli torsionali adeguati
H è l'altezza della sezione ad I
B è la larghezza delle flange della sezione ad I
T_f è lo spessore della flangia della sezione ad I

$\sigma_{TFB,cr}$ è lo sforzo di flessione critico a livello del quale si svilippa l'instabilità flesso torsionale
W_{el} è il modulo flessionale elastico della sezione ad I, rispetto all'asse maggiore.

Le relazioni date sopra sono mostrate in figura F.7.

Figura F.7: Relazione tra la snellezza della trave e lo sforzo flessionale critico per instabilità flesso

NOTA: La formula semplificata per $\sigma_{FTB,cr}$ è basata sullo sforzo elastico critico d'instabilità flesso-torsionale per una trave soggetta ad un momento flettente costante, in condizioni di vincolo a forcella ad entrambe le estremità (vedere per esempio in letteratura "Theory of elastic stability", Timoshenko & Gere). In questa formula il termine di De S. Venant è trascurato rispetto al termine d'ingobbamento, poiché l'effetto di De S. Venant in genere è relativamente piccolo per sezioni ad I, anche nel caso di sezioni di spessore elevato laminate a caldo.

F.3 Verifica semplificata per sezioni laminate a caldo

Un elemento non vincolato lateralmente, soggetto a flessione attorno all'asse principale può essere verificato rispetto all'instabilità flesso-torsionale secondo il punto 6.3.2 della UNI EN 1993-1-1:2005, o in alternativa si può applicare l'approccio semplificato seguente.

Il momento resistente di una trave non vincolata è:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

oppure

$$M_{b,Rd} = M_{TFB,cr}$$

Per i simboli vedere EN 1993-1-1:2005, 6.3.2 e $M_{cr} = M_{TFB,cr,el}$

La colonna cantilever è anche soggetta a compressione, pertanto, i momenti fettenti del primo ordine lungo l'altezza della colonna devono essere moltiplicati per il fattore di amplificazione $\frac{\alpha}{\alpha-1}$.

M_{Ed} = media dei momenti flettenti in due punti adiacenti adeguatamente vincolati, superiore ed inferiore, nel caso in cui sia applicato il metodo semplificato in conformità alla figura H.5 (è permesso perché si può trascurare la rigidezza torsionale di De S. Venant)

In caso di pura compressione, l'espressione seguente deve essere soddisfatta:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

dove:

N_{Ed} azione assiale alla base della colonna (carichi fattorizzati)

$N_{b,Rd}$ azione assiale di progetto a stabilità (punto 8.7.4)

In caso di presso-flessione, l'espressione seguente deve essere soddisfatta:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{\left(\frac{\alpha}{\alpha - 1}\right) M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

dove:

N_{Ed} azione assiale alla base della colonna (carichi fattorizzati)

$N_{b,Rd}$ resistenza di progetto della colonna a stabilità (punto 8.7.4)

$$\alpha = \frac{\pi^2 E\ A}{N_{Ed} \lambda_y^2}$$

A area lorda della sezione

λ_y snellezza rispetto all'asse principale maggior (flessione nel piano trasversale) (punto 8.7.4.3b)

Appendice G Metodi semplificati per determinare Fcr del sistema di controvento longitudinale

(informativa)

G.1 Generalità

L'applicazione del presente metodo è ammessa solo quando l'eccentriciatà dei nodi del controvento è sufficientemente piccola da essere trascurabile (punto 8.13).

Il carico critico elastico V_{cr} di un controvento longitudinale è

$$V_{cr} = \frac{1}{\frac{1}{V_{cr}^*} + \frac{1}{S_D}}$$

$$V_{cr}^* = \frac{\pi^2\, E\, A_u D^2}{2\, H_b^2}$$

Dove:

V_{cr} = carico verticale totale sull'insieme di colonne stabilizzate da un campo di controvento, in corrispondenza del quale si manifesta l'instabilità globale

V_{cr}* = carico critico che trascura la flessibilità a taglio del sistema di controvento

A_u = area trasversale della sezione di una colonna

S_D = rigidezza a taglio per unità di lunghezza, della campata controventata, determinata con le formule seguenti (punto G.2)

$$H_b = 2H\sqrt{\frac{1 + 2.18\frac{W_0}{W_1}}{3.18}}$$

Dove:
H_b = lunghezza di libera inflessione della campata controventata

W_0 = carico applicato in sommità alla scaffalatura (figura G1)

W_1 = carico totale sulla scaffalatura (figura G1)

G.2. Rigidezza a taglio di una campata controventata

Per un campata controventata in cui si può dimostrare che la flessibilità dei nodi è trascurabile o può essere consentita nei limiti delle espressioni utilizzate (per esempio utilizzando un'area ridotta per la sezione degli elementi di controvento), la rigidezza a taglio per unità di lunghezza S_D è data da:

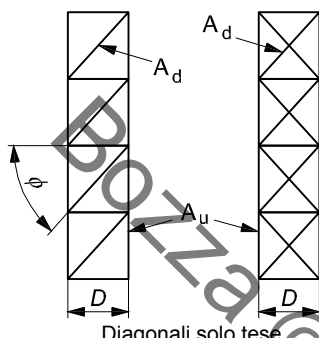
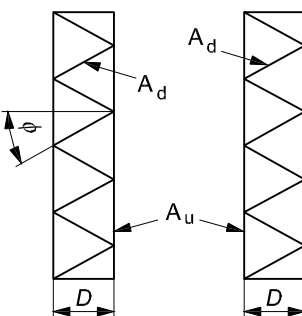
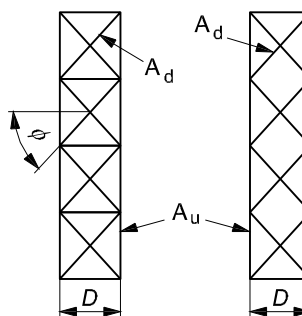
$$\frac{1}{S_D} = \frac{1}{S_{dh}} + \frac{1}{S_{dd}} + \frac{1}{S_{db}}$$

Dove le espressioni di S_{dh}, S_{dd} e S_{db} sono definite in figura G2 per diversi tipi di controvento.

G.3. Fattore di amplificazione β

Se $V_{Sd} / V_{cr} < 0.1$ gli effetti globali del secondo ordine possono essere trascurati.

Allo stato limite ultimo, la componente delle forze interne e delle deformazioni calcolate secondo la teoria del primo ordine è aumentata, per tener conto degli effetti del secondo ordine, attraverso il fattore

$$\beta = \frac{V_{cr}}{V_{cr} - V_{sd}}$$

Dove

V_{Sd} è il valore di progetto del carico verticale totale che deve essere stabilizzato da una singola campata di controvento.

Figura G.1 – Ipotesi per l'analisi di stabilità semplificata

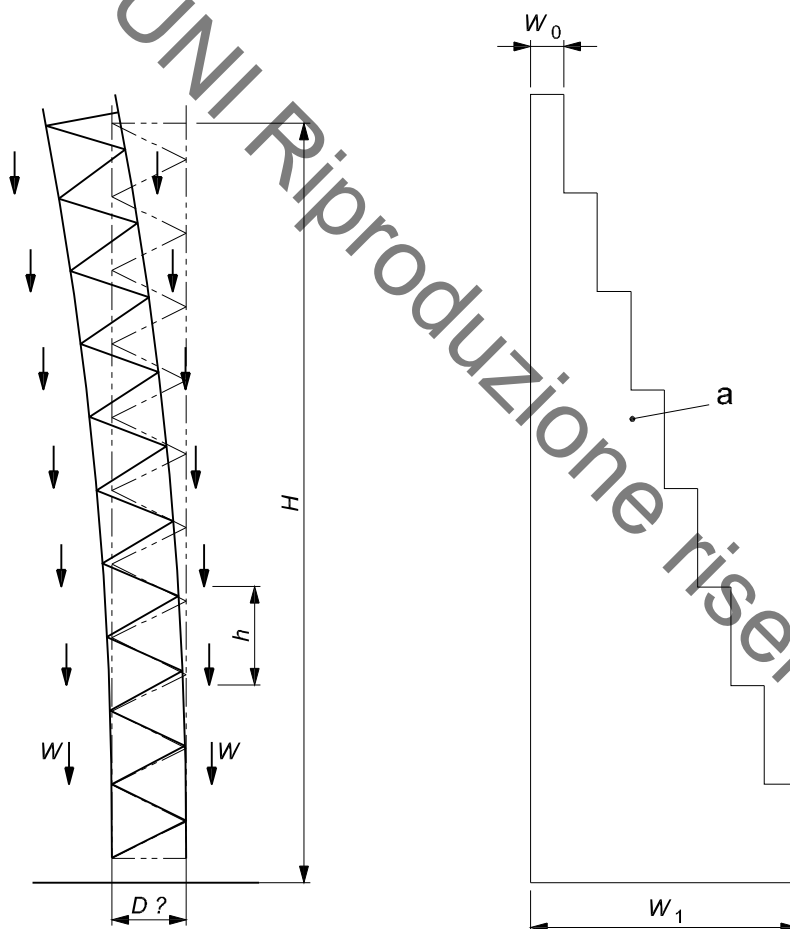



Figura G.2 – Rigidezza a taglio per sistemi di controvento

Classe 1	Classe 2	Classe 3
A_d, A_d, ϕ, A_u, D, D Diagonali solo tese	A_d, A_d, ϕ, A_u, D, D	A_d, A_d, ϕ, A_u, D, D
$\frac{1}{S_{dd}} = \frac{1}{A_d\, E\, sen\phi\, cos^2\phi}$	$\frac{1}{S_{dd}} = \frac{1}{A_d\, E\, sen\phi\, cos^2\phi}$	$\frac{1}{S_{dd}} = \frac{1}{2\, A_d\, E\, sen\phi\, cos^2\phi}$
$\frac{1}{S_{dh}} = \frac{1}{A_h\, E\, tan\phi}$	$\frac{1}{S_{dh}} = 0$	$\frac{1}{S_{dh}} = 0$
$\frac{1}{S_{db}} = 0$	$\frac{1}{S_{db}} = 0$	$\frac{1}{S_{db}} = 0$

Bibliografia

[1] UNI EN 1991 Eurocode 1 - Actions on structures

[2] UNI EN 1991-1-7 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions

[3] UNI EN 1993-1-10 Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties

[4] UNI EN 10002 Metallic materials - Tensile testing

[5] prEN 16681 Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for seismic design

[6] J. M. Davies and J. S. Cowen "Pallet racking usinf cold-reduced steel" 12th International Speciality Conference on cold-formed steel design and construction, St. Louis, USA 18-19 October 1994, 641-655.

[7] Stephen P. Timoshenko and James M. Gere, "Theory of elastic stability", published by McGraw-Hill Kogakusha Ltd.

[8] TESTO UNICO - *Norme tecniche per le costruzioni – Approvato con D.M. 14.01.2008*

[9] CNR 10011/97 "COSTRUZIONI DI ACCIAIO: *Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"*

[10] CNR 10022/84 "PROFILATI FORMATI A FREDDO: *Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni"*